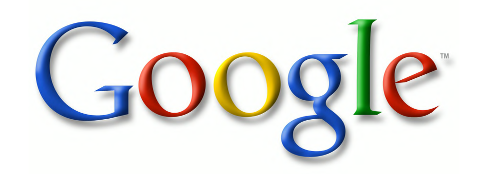
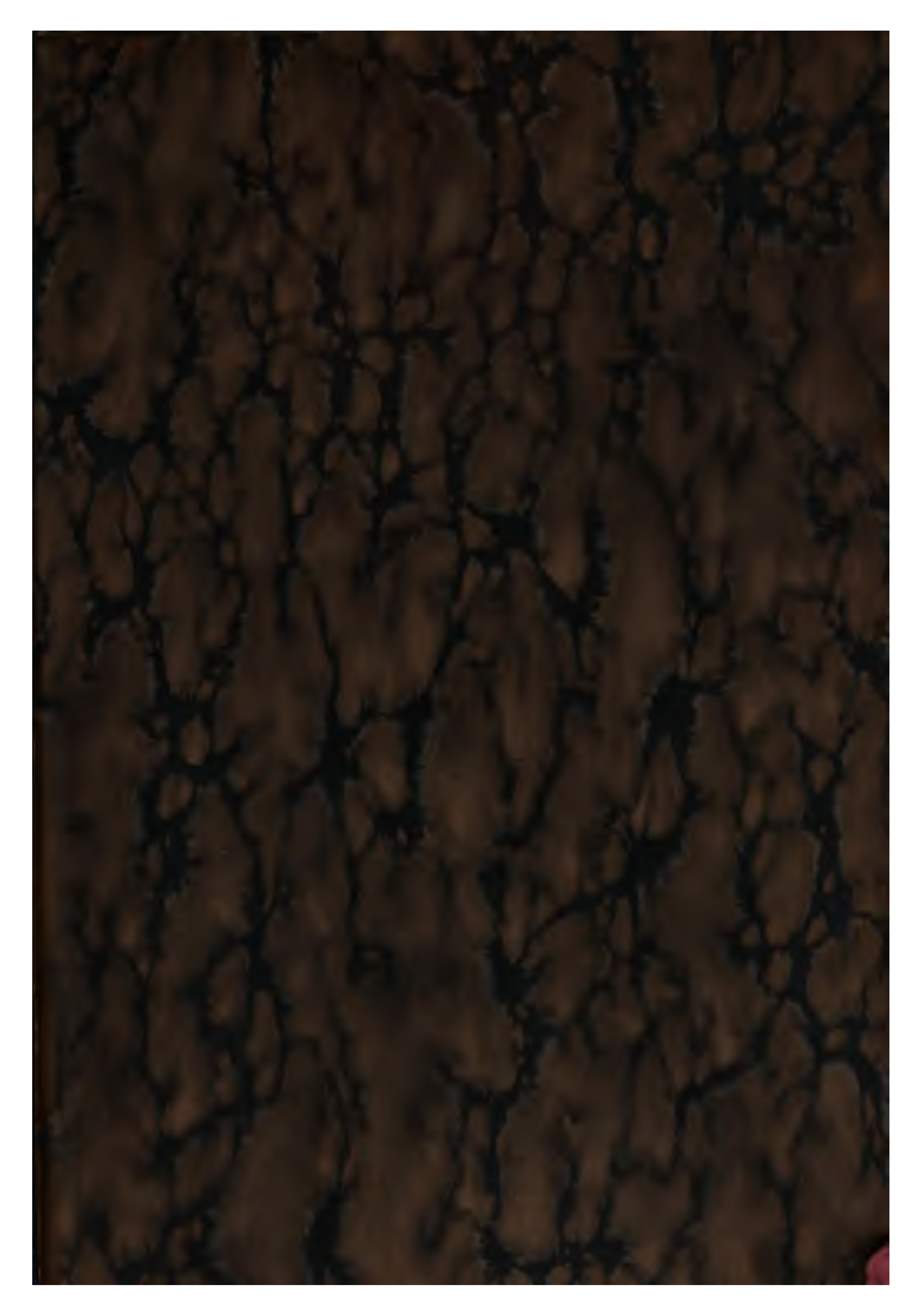





Library
of the
University of Wisconsin





HANDBUCH

FÜR

EISENBETONBAU

IN VIER BÄNDEN

HERAUSGEGEBEN VON

DR. INGENIEUR F. VON EMPERGER

K. K. BAURAT IN WIEN

DRITTER BAND

BAUAUSFÜHRUNGEN AUS DEM INGENIEURWESEN



BERLIN 1907

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

BAUAUSFÜHRUNGEN AUS DEM INGENIEURWESEN

DRITTER BAND DES HANDBUCHES FÜR EISENBETONBAU

ERSTER UND ZWEITER TEIL:

GRUND- UND MAUERWERKSBAU :: WASSERBAU UND VERWANDTE ANWENDUNGEN :: BERGBAU :: TUNNELBAU, STADT- UND UNTERGRUNDBAHNEN

BEARBEITET VON

F. v. EMPERGER :: A. NOWAK :: F. W. OTTO SCHULZE :: R. WUCZKOWSKI
FR. LOREY UND B. NAST

MIT 1050 TEXTABBILDUNGEN UND 5 DOPPELTAFELN



BERLIN 1907
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

VORWORT.

Seit den ersten Berichten über Eisenbeton, die, veranlaßt durch die Weltausstellung 1900, in Brüssel, Wien, Dresden und anderwärts erschienen sind, hat es nur der Belgier P. Christophe unternommen, seinen Bericht zu einem Werke auszubauen, in dem er in dankenswerter Weise versucht hat, seine nur über Hennebique gegebene Darstellung zu verallgemeinern. Von den übrigen größeren Werken über dieses Fachgebiet haben die Franzosen Berger und Guillerme es den einzelnen Firmen überlassen, ihre Ausführungen selbst zu beschreiben; alles andere sind Bücher von so kleinem Umfange, daß sie nur für die Belehrung des Anfängers dienen können, mit Ausnahme zweier amerikanischer Veröffentlichungen, die in ihrem Umfange und ihrer Behandlung das Buch von P. Christophe erreicht haben. (Buel & Hill — Taylor & Thompson.) Ein Werk aber, das den Fachmann in alle Einzelheiten der Berechnung, Konstruktion und Ausführung einführt, besteht auch heute in der ganzen Weltliteratur nicht.

Als ich mich 1902 entschloß, meine bis dahin in der Zeitschrift des „Österr. Ing.- u. Arch.-V." erschienenen Arbeiten über Eisenbetonbau zu einer selbständigen Zeitschrift auszugestalten, habe ich ausdrücklich diesen Wissenszweig als noch nicht „handbuchreif" bezeichnet und erklärt, daß es vorerst notwendig sei, eine von Unternehmerinteressen unabhängige Zeitschrift zu schaffen, welche die erzielten Fortschritte sammelt und diese im geeigneten Moment zu vereinigen berufen ist. Die seither verflossene Zeit hat aus dem Eisenbetonbau eine weitverzweigte und allgemein angewendete Wissenschaft gemacht, die dringend nach einem grundlegenden Lehrbuch verlangt, und die führende Stellung, die die deutschen Arbeiten auf diesem Gebiet einnehmen, ließen es als undenkbar erscheinen, hierbei noch länger auf bloße Übersetzungen angewiesen zu bleiben. Getragen von dieser Überzeugung, hatte ich mich auf Anregung der Verlagsbuchhandlung von Wilhelm Ernst & Sohn zunächst Ende 1905 zur Herausgabe eines kleinen Sammelwerks unter dem Titel „Beton-Kalender 1906" entschlossen. Der große buchhändlerische Erfolg, welchen diese Veröffentlichung hatte — die erste Auflage von 5000 Exemplaren war in wenigen Wochen noch im Jahre 1905 abgesetzt — und die immer dringender werdenden Aufforderungen aus Fachkreisen haben mich schließlich veranlaßt, das geplante Handbuch in Angriff zu nehmen.

Hierbei wurde die beim Beton-Kalender bewährte Methode der Sammelarbeit beibehalten.

Das Ziel, das mir hier vorschwebte, war: Dem Werk eine möglichst große Zahl maßgebender und vollständig unabhängiger Mitarbeiter zuzuführen, die über eigene Erfahrung aus dem Spezialgebiet verfügen, und so ein Werk zu schaffen, das mehr als eine bloße Zusammenstellung der bisher veröffentlichten Bauten ist. In welchem Maße dies nun gelungen ist, wird die Beurteilung der verschiedenen Arbeiten nach ihrer Veröffentlichung zeigen. Es sei hierbei betont, daß ich mich, soweit als möglich, einer fachlichen Einflußnahme enthalten habe und mich auf die undankbare und mühevolle Aufgabe der Materialsammlung und der Kontrolle der Vollständigkeit zurückgezogen habe, ein Entschluß, den ich im Interesse der Sache für geboten hielt, um den beteiligten Verfassern den Erfolg ihrer Arbeiten in keiner Weise zu schmälern.

Möge bei der Beurteilung nach dieser Richtung hin nicht übersehen werden, daß es der erste Versuch einer erschöpfenden Behandlung dieses ausgedehnten Gebietes ist. Trotzalledem gebe ich mich der Hoffnung hin, daß das „Handbuch für Eisenbetonbau“ seiner ihm gestellten Aufgabe gerecht werden wird; es sollte mich freuen, wenn durch das Handbuch eine Lücke in der deutschen Literatur zufriedenstellend geschlossen ist.

Bei manchen Spezialgebieten wäre es erwünscht gewesen, ein vollständiges Verzeichnis aller größeren ähnlichen Ausführungen anzufügen, doch bleibt — bei der Langsamkeit, mit der gleichlautende vollständige Nachrichten in genügend großer Anzahl zu erlangen sind — diese weitergehende Aufgabe, sowie auch die Berücksichtigung aller inzwischen eingegangenen Ratschläge einem späteren Zeitpunkte vorbehalten. In der Zwischenzeit soll die Zeitschrift „Beton u. Eisen“ als Ergänzung und zur Veröffentlichung von Nachträgen jeder Art dienen.

Bei dieser Gelegenheit möchte ich nicht unterlassen, der unterstützenden Tätigkeit des opferfreudigen Verlages dankend zu erwähnen, der keine Kosten gescheut hat, dem Werke eine seiner Bedeutung würdige Ausstattung zu geben; auch spreche ich allen Firmen, die mich durch Überlassung guter Beispiele aus der Praxis unterstützt haben, für ihr weitgehendes Entgegenkommen meinen besonderen Dank aus.

Wien, im April 1907.

Dr. Ingenieur F. von Emperger.

INHALTSVERZEICHNIS

V. Kapitel: Grund- und Mauerwerksbau.

VI. Kapitel: Wasserbau und verwandte Anwendungen.

VII. Kapitel: Bergbau. Tunnelbau, Stadt- und Untergrundbahnen.

Berichtigungen.

Seite 9, Zeile 8 von oben lies: (bei 1 : 1) 2b anstatt 5b.

Seite 12, Zeile 21 von oben lies: Wollen wir den Beton ausnützen, so ist $F_e = 0{,}6\,h$ anstatt $F_e = \frac{0{,}54\,h}{100}$.

V. Kapitel.
Grund- und Mauerwerksbau.

a) Grundbau.

Bearbeitet von Dr.-Ing, **F. von Emperger,** k. k. Baurat in Wien.

Ein Handbuch für Eisenbeton kann unmöglich alle hiermit verbundenen allgemeinen Fragen erörtern. Es können hier alle jene grundlegenden Wissensgebiete und allgemeinen Methoden, die unabhängig von diesem Baustoff Gültigkeit haben, nur insofern gestreift werden, als ein unmittelbarer Zusammenhang mit dem zu bewältigenden Stoff ihre kurze Einbeziehung rechtfertigt. Man möge es also der Darstellung nicht als Lücke, sondern als eine notwendige Selbstbeschränkung anrechnen, wenn sie sich auf das durch den Titel des Buches und das jeweilige Kapitel dem Verfasser klar vorgezeichnete Thema beschränkt.

Umschließung der Baugrube mit fertigen oder an Ort hergestellten Wänden.

Das zu diesem Zweck allgemein übliche und dienliche Material ist Holz, das nur ausnahmsweise durch Eisen[1]) und Eisenbeton ersetzt wird. Gründe für die Verwendung von Eisenbeton sind in erster Linie in der Befürchtung einer Zerstörung der hölzernen Spundwände durch Fäulnis zu suchen. Dieser Umstand kommt gewöhnlich in der kurzen Bauzeit nicht recht in Betracht, doch kann unter Umständen der durch die nachträgliche Zerstörung der Holzwand entstehende Spielraum zwischen dem Mauerwerkskörper, den sie beim Bau geschützt und umgeschlossen hat, unangenehme Folgewirkungen haben, wenn sie in der Erde belassen werden muß. Diesen wird durch den Gebrauch von Eisenbeton vorgebeugt, der, wenn man ihn hinter dem Bau bestehen läßt, als ebenso beständig angesehen werden kann wie das übrige Mauerwerk. Aus dem Grunde wurde diese Vorsichtsmaßregel beim Bau des Tunnels zwischen Boston und Ost-Boston bei seinem Anschluß mit dem älteren Teile der Untergrundbahn gebraucht. Es geschah dies gegenüber dem Amesgebäude in der Courtstraße, einem hohen Gebäude in einer engen Straße, wo neben dem Tunnel auch eine Kanalverlegung vorzunehmen war (Abb. 1). Die Mauer kam in einer Länge von 33 m von 0,3 bis 0,6 m oberhalb bis 1,8 bis 2,4 m unterhalb der Fundamente zu liegen. Die große Belastung des Bodens,[2]) der unsichere Charakter des Untergrundes zwangen zu verschiedenen Vorsichtsmaßregeln. Der Aushub bestand aus Schotter mit Ton und etwas Wasser führenden Sandschichten. Schlitze, 4,8 m weit und tief, wurden ausgehoben bis zur Fundamenttiefe der Gebäude, von da ab wurde nur die halbe Breite des Schlitzes ausgeführt. Der so freigelegte Erdkörper wurde durch Planken aus Eisenbeton (Abb. 2) festgehalten, der in derselben Weise wie eine Holzwand versteift wurde. Diese Betonplanken wurden 1,8 bis 2,4 m lang, 15 cm breit und 5 cm

[1]) Bezüglich Eisenpiloten siehe Beton-Kalender 1907, Teil II, S. 5; ausführliche Literatur in Brennecke, Grundbau S. 136.

[2]) Siehe Beton u. Eisen 1905, Heft XI. S. 265, Abb. 5 und Bericht des Chef-Ingenieurs Carson von 1903.

stark hergestellt. Sie waren mit 6 Rundeisen der ganzen Länge nach armiert. Man war so in der Lage, die Betonierung direkt anschließend an diese Bohlen und unter deren Belassung im Erdreich vorzunehmen, während Holz hätte zurückgezogen werden müssen, was nicht ganz gefahrlos gewesen wäre, während es andernfalls zu einer späteren Gefahr für den Bau hätte werden können. — Beides wäre also kein einwandfreier Ausweg gewesen, während die Eisenbetonplanken noch insofern nützlich wurden, als die Wasserdichtung auf denselben aufgebracht wurde und zwischen ihnen und der zukünftigen Mauer in sicherster Lage verblieb. Abb. 2 zeigt die Baugrube während der Ausführung.

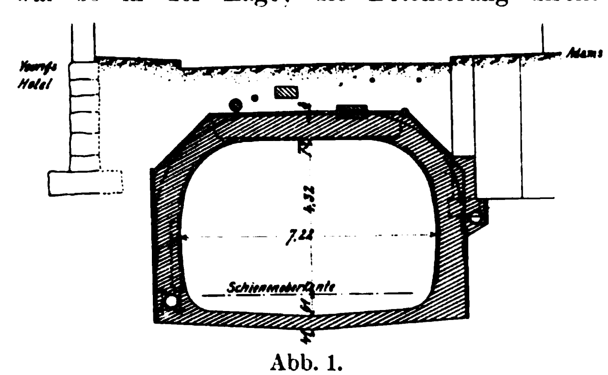


Abb. 1.

Ein anderer Grund des Ersatzes einer Holzwand durch Eisen bezw. Eisenbeton ist gegeben, wenn die statischen Anforderungen an die Wand größer sind, als es Holz zu leisten vermag, oder wenn das Bauwerk nicht nur provisorisch sein soll. So empfiehlt es sich insbesondere bei Grundbauten, die eine Absenkung im Trocknen gestatten, die Form der zukünftigen Pfeiler durch eine vorher eingerammte Spundwand oder auch nur durch einige Pfähle in den Ecken der Grundrisse aus Eisenbeton zu umgrenzen. Bei entsprechender Versteifung zur Versicherung des Erdreichs ist man da leicht in der Lage, die Absenkung vorzunehmen und den Hohlraum mit Beton auszufüllen. Als ein Bestandteil der so geschaffenen Pfeiler verbleiben dann die Eisenbetonpiloten in der Erde. Sie sind also nicht nur bei der Herstellung, sondern auch für den Bestand dienlich, während Holz oder Eisen, in der Erde zurückgelassen, einen nutzlosen Verlust bedeuten. Leider ist aber bis jetzt noch die Zahl der mit dem Umgang mit Eisenpiloten vertrauten Unternehmungen nur so klein, daß die meisten Anwendungen, wo eine derartige Lösung von Nutzen wäre, aus diesem Grunde unterbleiben.



Abb. 2.

Der Eisenbeton kommt noch bei der Herstellung von Fangdämmen in Betracht. Ausführungen dieser Art in Eisenbeton sind jedoch nicht zur Kenntnis des Verfassers gelangt, sondern nur in reinem Beton bekannt geworden, wobei ebenfalls wie in dem vorerwähnten Fall die Betonwand einen Teil des künftigen Mauerwerkkörpers bildet. Hier wird auf eine unter Wasser hergestellte Betonplatte (Abb. 3) eine Beton-

wand hergestellt, innerhalb welcher das Wasser aus dem Betonbehältnis vollständig ausgepumpt werden kann, so daß das Ganze einen großen Senkkasten bildet, der an Ort und Stelle ohne besondere Transportschwierigkeiten hergestellt werden konnte. (Siehe einen ähnlichen Vorgang in Eisenbeton unter γ Hohlkörpergründung bei der Brücke über die Mans bei Rouillon). Diese Bauweise kann durch eine entsprechende Armatur in besserer Form ausgeführt werden (Abb. 3), als dies sonst üblich ist. Ein Beispiel dieser Art bietet uns, wenn auch in umgekehrter Reihenfolge, die Cornwallbrücke,[1]) wo ein schlechter Pfeiler nachträglich mit einem Eisencaisson und entsprechender Betonfüllung versehen wurde.

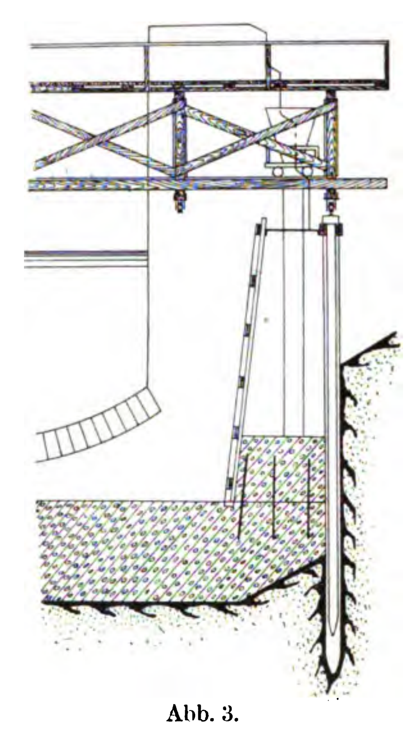


Abb. 3.

Ein weiteres Beispiel der Abschließung einer Baugrube mit Eisenbeton gibt Abb. 4. Die Verhältnisse waren dort die folgenden:

Der 8 km lange Zuleitungskanal des Elektrizitätswerkes Wangen a. d. Aare liegt zum Teil in Triebsand führenden Kiesschichten, vom Fluß durch eine Betonmauer mit Anschüttung abgetrennt. An einer solchen Stelle, dem sogenannten Fahrhöhli, wurde im August 1905 durch Hochwasser die Mauer unterspült und durch das herausdrängende Kanalwasser, dessen Spiegel etwa 6 bis 7 m höher lag, 50 bis 60 m in die Aare hinausgeschoben. Die Kanalsohle und Böschungen waren von Anfang an mit einem 15 cm-Plattenbelag versehen; der Belag jedoch war nicht durch die ganze Breite des Profils hindurchgeführt, sondern es war ein etwa

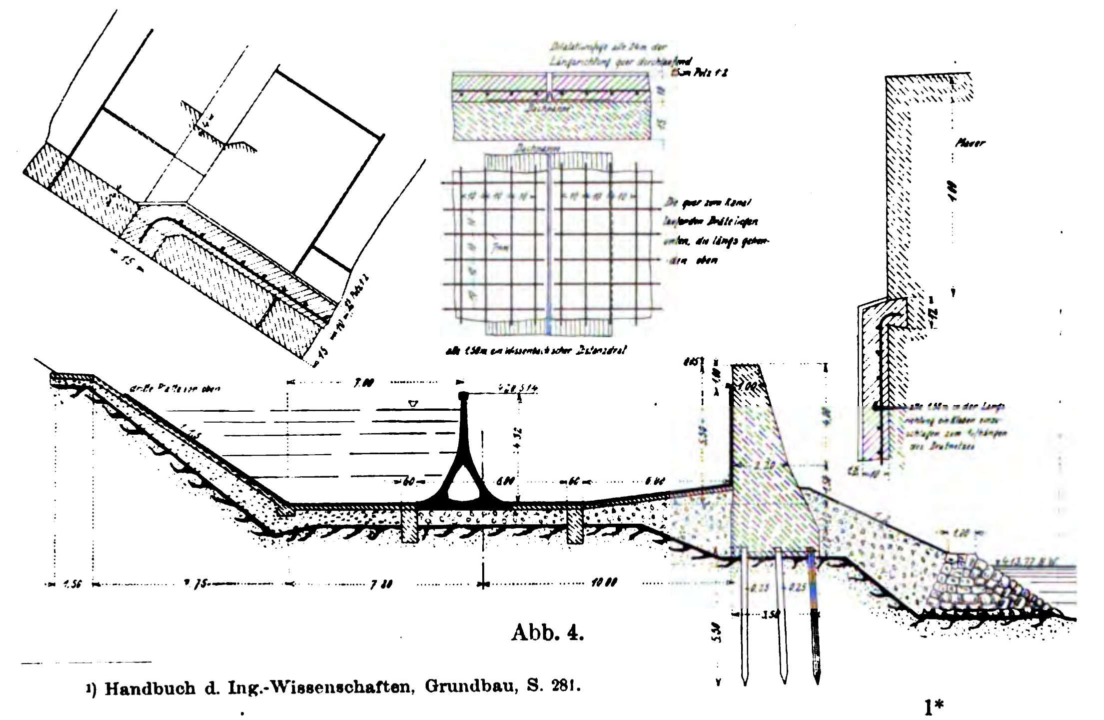
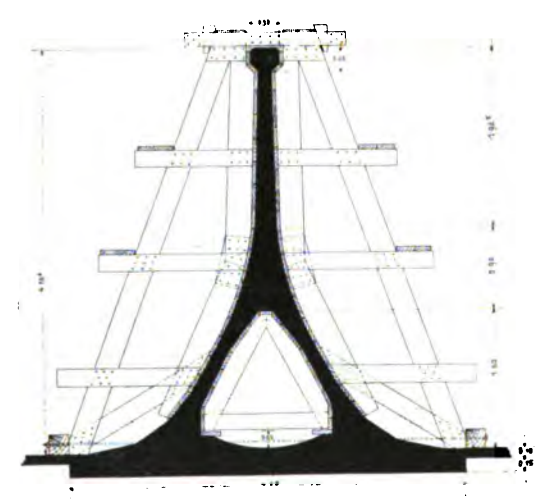


Abb. 4.

1) Handbuch d. Ing.-Wissenschaften, Grundbau, S. 281.


Abb. 5.

2,5 m breiter offener Schlitz gelassen worden, um dem Bergwasser das Eindringen in den Kanal zu ermöglichen. Es dürfte auch das gegen die Aare zu drängende Kanalwasser den Einsturz der durch Spundwände abgeschlossenen und nur auf senkrechten Pfählen fundierten Mauer beschleunigt haben. Es galt nun, durch eine Konstruktion die Kanalmauer auf eine größere Strecke (etwa 400 m) gegen Unterspülung durch Kanal- und Aarewasser zu sichern und gleichzeitig eine rasche Inbetriebnahme des Kanals auf irgend eine provisorische Art zu bewirken, da eine Gründung der definitiven Mauer an der Durchbruchstelle mittels Luftdrucks beschlossen war und längere Zeit erforderte, die mit jedem Tage dem Werke eine Einbuße von etwa 1500 Francs verursachte. Wenn man bedenkt, daß dieser Fangdamm ohne eine tiefere Fundierung für eine Wasserhöhe von 4,30 m hergestellt werden mußte, so ist es klar, daß die in Eisenbeton geschaffene Lösung des Herrn Chefingenieurs Deimling sich als eine musterhafte Leistung bezeichnen läßt, die auf diesem Gebiete Schule machen dürfte. Wir sehen das Bauwerk in der Abb. 5 im Bau begriffen. Die Abb. 6 und 7 stellen die verwendete Eingerüstung dar, Abb. 8 zeigt uns das fertige Bauwerk, Abb. 9 ist eine statische Berechnung, der folgende Daten zugrunde gelegt sind:


Abb. 6.

Setzt man den gesamten Wasserdruck $R_w = 11\,500$ **kg/m** mit dem Eigengewicht des Bauwerks zusammen, so erhält man $R_1 = 15\,850$ **kg/m.** Es ergibt sich hieraus die Bodenpressung,


Abb. 7.

hervorgerufen durch R_1 (d. h., wenn der Hohlraum nicht mit Wasser gefüllt ist), wie folgt: Es ist $a = 1,23$ m und die normale Komponente von R_1 $NR_1 = 12\,800$ kg, daher

$$\sigma = \frac{2 \times N}{3a \times 100}$$
$$= \frac{2 \times 12\,800}{3 \times 123 \times 100}$$
$$= \mathbf{0,695}\ \text{kg/cm}^2.$$



Abb. 8.

Berechnung der Fußplatte (mittlerer Teil). Dieselbe hat eine Spannweite $l = 1,40$ m und der Druck

$$P = \sim 0,38\ \text{kg/cm}^2.$$

Es ist also

$$M = \frac{3800 \times 1,4}{20}$$
$$= 373\ \text{mkg}$$

und ohne Berücksichtigung der unteren Eisen ist

$$x = \frac{15 \times 3,84}{100}\left(\sqrt{1 + \frac{200 \times 22}{15 \times 3,84}} - 1\right) = \sim 4,5\ \text{cm},\ \frac{x}{3} = 1,5\ \text{cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 37\,300}{100 \times 4,5\,(22 - 1,5)} = \mathbf{8,1}\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{37\,300}{3,84\,(22 - 1,5)} = \mathbf{474}\ \text{kg/cm}^2.$$

Das negative Moment wird durch die unteren Eisen aufgenommen!

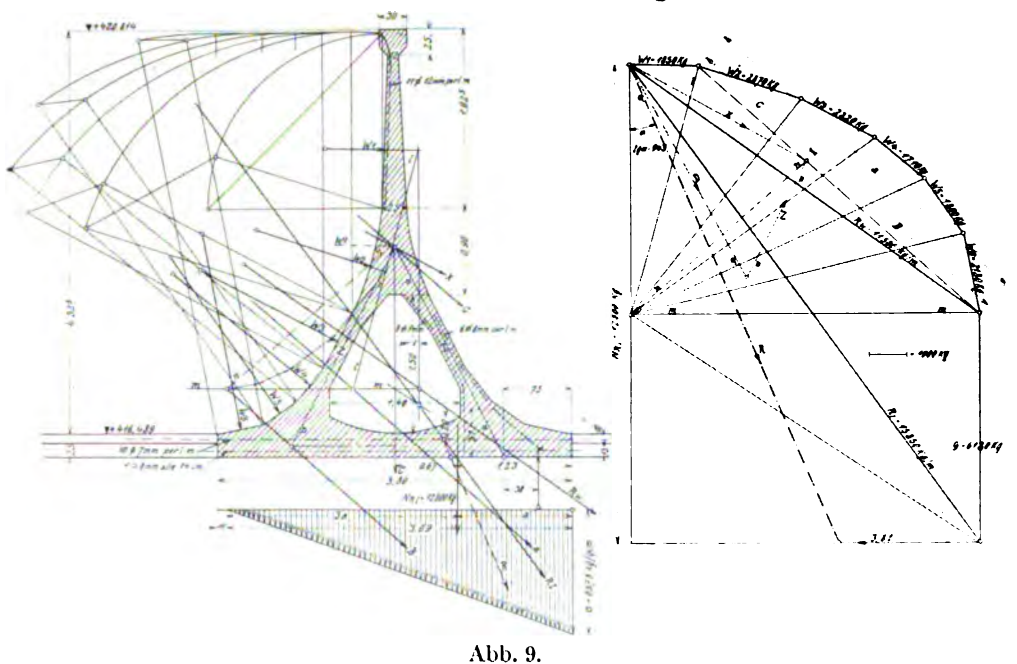


Abb. 9.

Berechnung der Konsolendigung, rechts.

$$h = 0,51\ \text{m}$$

$$P = \frac{6950 + 5570}{2} \times 0,73 = 4600\ \text{kg}$$

$$M_a = 4,600 \times 0,38 = \mathbf{1750}\ \text{mkg}$$

$f_e = 3{,}51\ \text{cm}^2$ (R.-E. 8 mm, Abstand 14,3 cm)

$$x = \frac{15 \times 3{,}5}{100}\left(\sqrt{1 + \frac{200 \times 46}{15 \times 3{,}5}} - 1\right) = 6{,}6 \quad \frac{x}{3} = 2{,}2\ \text{cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 175\,000}{100 \times 6{,}5\,(46 - 2{,}2)} = \mathbf{12}\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{175\,000}{3{,}5\,(46 - 2{,}2)} = \mathbf{1140}\ \text{kg/cm}^2.$$

Berechnung der Zugwand gegen äußeren Wasserdruck. $d = 15$ cm, $l = 1{,}50$ m, $f_e = 8$ R.-E. 8 mm $= 4{,}02\ \text{cm}^2$.

Belastung (siehe graphische Berechnung Abb. 9) $3{,}30 \times 1000 = 3300\ \text{kg/m}^2$. Da die Platte vollständig eingespannt ist, so dürfte mit $^1/_{24}\, pl^2$ gerechnet werden. Um aber kleinen Ausführungsfehlern Rechnung zu tragen, setzen wir

$$M = {}^1/_{20} \times 3300 \times 1{,}5^2 = \mathbf{372}\ \text{mkg}$$

$$x = \frac{15 \times 4{,}02}{100}\left(\sqrt{1 + \frac{200\,(15 - 1{,}5)}{15 \times 4{,}02}} - 1\right) = 3{,}48\ \text{cm}, \quad \frac{x}{3} = 1{,}16\ \text{cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 372\,000}{100 \times 3{,}48\,(15 - 1{,}5 - 1{,}16)} = \mathbf{17{,}3}\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{372\,000}{4{,}02 \times (15 - 1{,}5 - 1{,}16)} = \mathbf{750}\ \text{kg/cm}^2.$$

Ermittlung der Zug- und Druckkräfte in den Fußwänden. a (die Resultante von W_2, W_3 bis W_6) zerlegt sich in die beiden Auflagerdrücke B und C, B wird direkt durch das Fundament aufgenommen. C wird mit W_1 (die parallel verschoben wird) zu der Resultante X zusammengesetzt, die sich in $D + Z$ zerlegt. $C = 3850$ kg/m, $W_1 = 1850$ kg/m. $X = 5400$ kg/m. $\mathbf{D = 6500}$ **kg/m,** $\mathbf{Z = 3525}$ **kg/m** (siehe graphische Berechnung (Abb. 9).

Druckwand. Die Druckspannung beträgt $\sigma_b = \frac{6500}{15 \times 100} = \mathbf{4{,}33}\ \text{kg/cm}^2$, wie aus der Zusammensetzung der Kräfte W_1, C und Z hervorgeht.

Berechnung der obersten Teile der Wand. Eisenquerschnitt $= \mathbf{15{,}95}\ \text{cm}^2$

$$\sigma_e = \frac{3525}{15{,}95} = \mathbf{221}\ \text{kg/cm}^2.$$

Schnitt in der Höhe 1,925 m von oben $\mathbf{d = 25}$ **cm** $W_1 = 1850\ \text{kg/m}^2$ $M = W_1 \times a = 1850 \times 0{,}64 = \mathbf{1180}$ mkg

$$x = \frac{15 \times 12{,}44}{100}\left(\sqrt{1 + \frac{200 \times 23}{15 \times 12{,}44}} - 1\right) = 7{,}57\ \text{cm}, \quad \frac{x}{3} = 2{,}53\ \text{cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 118\,000}{100 \times 7{,}57\,(23 - 2{,}53)} = \mathbf{15{,}2}\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{118\,000}{12{,}44 \times (23 - 2{,}53)} = \mathbf{460}\ \text{kg/cm}^2.$$

Schnitt in der Höhe 2,33 m von oben $d = 40$ cm $W_1 = 1850\ \text{kg/m}^2$ $W_b = 870\ \text{kg/m}^2$

$$M(W_1) = 1850 \times 1{,}05 = 1940\ \text{mkg}$$
$$M(W_b) = 870 \times 0{,}20 = 174\ \text{„}$$
$$\boldsymbol{\Sigma M = 2114}\ \textbf{mkg.}$$

f_e, wie oben, $= 12{,}44\ \text{cm}^2$

$$x = \frac{15 \times 12{,}44}{100}\left(\sqrt{1 + \frac{200 \times 38}{15 \times 12{,}44}} - 1\right) = 10{,}15\ \text{cm}, \quad \frac{x}{3} = 3{,}39\ \text{cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 211\,400}{100 \times 10{,}15\,(38 - 3{,}39)} = \mathbf{12}\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{211\,400}{12{,}44\,(38 - 3{,}39)} = \mathbf{490}\ \text{kg/cm}^2.$$

Die Zugeisen sind entsprechend der Mauerform gekrümmt und durch Bügel eingebunden.

Standsicherheitsnachweis gegen Gleiten. Laut graphischer Berechnuug (Abb. 9) ist die Mittelkraft $R_l = 15\,850$ kg aller auf die Sohle der Wand Einfluß ausübenden Kräfte W_1 bis W_6 und G derart gerichtet, daß die horizontale Seitenkraft $H = 9350$ kg beträgt.

Der Reibungskoeffizient zwischen dem Betonmauerwerk der Wand und dem Kiesboden der Sohle kann $\mu = \text{tg}\ \varrho = 0{,}77$ ($\varrho = 30^0$) gesetzt werden, so daß die Reibung zwischen Wand und Fundamentsohle nur $H_1 = \mu N = 0{,}577 \times 12\,800 = 7400$ kg aufnimmt. Es verbleibt demnach noch an Horizontalkraft $H_2 = H - H_1 = 9350 - 7400 = 1950$ kg. Letztere wird durch die Eisenarmierung der Fußplatte aufgenommen. Wie aus Abb. 9 ersichtlich, ist die Fußplatte der Wand mit einer doppelten Eiseneinlage versehen. Die obere Eiseneinlage in senkrechter Richtung zur Längsachse der Wand besteht aus 7 mm-Stäben, in Abständen von je 14,3 cm, so daß auf 1 lfd. m Wand 7 Stäbe von je 10 mm Durchmesser entfallen. Diese Stäbe sind in den Beton der Monierverkleidung der Kanalsohle einbetoniert.

Die Spannung in diesen Eisen ergibt sich demnach zu

$$\sigma = \frac{H_2}{F} = \frac{1950 \text{ kg}}{10 \cdot \pi \cdot \frac{0{,}7^2}{4} \text{ cm}^2} = \mathbf{515 \text{ kg/cm}^2}.$$

Die Eingreiflänge l dieser Stäbe in dem Beton der Kanalsohle berechnet sich unter Zugrundelegung einer zulässigen Adhäsionsspannung zwischen Beton- und Umfangfläche der Eisen von nur $\sigma_a = 4$ kg/cm²

$$l = \frac{H_2}{\sigma_a\ U} = \frac{1950 \text{ kg}}{4 \cdot 10 \cdot \pi \cdot 0{,}7 \text{ kgcm}} = 22 \text{ cm},$$

um dadurch ein Herausziehen der Stäbe aus dem Beton der Kanalsohle mit ausreichender Sicherheit zu vermeiden. Die ausgeführte Einbindelänge genannter Stäbe beträgt aber im Durchschnitt 0,50 m, und außerdem sind sie an den Enden umgehakt.

Die ganze Arbeit (120 m Abschlußwand, je 15 m anschließende Spundwände und 11 000 m² Monierverkleidung, siehe Abb. 6) wurde von der A.-G. für Hoch- und Tiefbau in Frankfurt a. M. in der Zeit vom 10. September bis 10. November fertiggestellt (Abb. 8). Die Mauer selbst brauchte 20 Tage zu ihrer Fertigstellung. Für die Einschalung sind Lehren hergestellt worden (Abb. 6), die auf der Außenseite gleich als Gerüst für die Betonierung dienten. Die Ausschalung hat jeweilig nach 3 bis 4 Tagen stattgefunden. Die Mauer war durch 4 Dilatationsfugen, welche durch aufgeklebte Leinwandstreifen abgedichtet wurden, in fünf nahezu gleiche Teile zerlegt. Dementsprechend wurde die Einschalung der Mauer auf $^3/_{10}$ der Länge hergestellt und vorgeschoben, die innere Schalung wurde durch Keile befestigt. Unter der 4 m breiten Sohle wurde der Kies in der Tiefe von 1 m ausgehoben und mit Kalkmilch eingestampft. Der anschließende Monierputz lag auf 15 cm starkem Plattenbelag (Abb. 4), der seinerseits auf angefülltem Kiesmaterial ruhte.

Die Betonierung geschah in der Weise, daß zuerst jener Teil der Sohle betoniert wurde, der die innere Schalung trägt, dann erfolgte die Aufstellung des inneren Eisengerüstes, dann die äußere Eingerüstung, die Eiseneinlagen, sowie die Betonierung des oberen Teils.

Die Inbetriebsetzung des Kanals war für Mitte November in Aussicht genommen, wurde jedoch bis Mitte Dezember durch eine anderweitige Dammrutschung hinausgeschoben. Bis Mitte Mai diente die Wand (Abb. 8) zur Begrenzung der Baugrube der pneumatischen Fundierung. Während dieser ganzen Betriebszeit hat sich keinerlei Anstand ergeben, und zeigte ein täglich vorgenommenes Nivellement keinerlei Senkung oder sonstige Verschiebung. Die Kosten der Mauer betrugen etwa 140 Mark für 1 lfd. m.

Weitere Beispiele der Herstellung von Spundwänden und Wänden von Eisenbeton enthalten die Kapitel Mauerwerksbau und Wasserbau.

Die hier behandelten Gründungsarten gestatten am einfachsten eine Unterteilung in α) Flachgründungen und β) Tiefgründungen, je nachdem es zweckmäßig erscheint, mit einem seichten und großen Fundament oder mit einer tiefen und wenig umfangreichen Unterstützung die Grundlage des Bauwerks auszugestalten, dem sich dann noch γ) die Hohlkörpergründungen anschließen sollen.

a) Flachgründungen.

Die alte und die neue Methode der Verbreiterung. Von dem Vorteil einer entsprechenden Verbreiterung im Fundament macht jedes Bauwerk im Interesse seiner Standfestigkeit Gebrauch. Diese Verbreiterung besteht jedoch gewöhnlich nur aus einem Fundamentabsatz, dessen landesübliche Abmessungen dem Qualitätsunterschied des Fundament- und des aufgehenden Mauerwerks angepaßt sind und wo dementsprechend dann auch der Boden belastet ist. Nur dort, wo das Verhältnis der im aufgehenden Mauerwerke gebräuchlichen Inanspruchnahme und des zulässigen Bodendruckes große Abweichungen aufweist, finden sich große Verbreiterungen, die bis zu ganz riesigen Plattenfundamenten führen.

Das älteste bekannte Beispiel dieser Art ist nach Brennecke die 1846 erbaute Nikolaikirche in Hamburg. Diese steht auf einem 2,5 m starken Traßbetonbett, das unter dem Turm 3,45 m stark ist und bereits mit zahlreichen Bandeisen armiert wurde. Die sonst bekannt gewordenen Beispiele späteren Datums aus Hamburg (Börse, Dresdner Bank u. a.) begnügen sich mit Betonplatten von etwa 1,5 bis 2 m Stärke, da eine Verstärkung darüber hinaus wohl kaum einen Sinn hat. Derselbe Verfasser berichtet über nur 1 m starke Betonplatten ebenda, wo oben auch ein I-(180 mm-) Trägerrost unter der betreffenden Mauer verlegt wurde. Es wurden hierbei jedoch nur ein oder zwei Längsträger verwendet, was sich — wie ja leicht einzusehen — als eine unzureichende Sicherung gegen die Brüche in der Platte erwiesen haben soll, da das Eisen sich nur im Druckgurt verlegt befunden hat und selbst im Vergleich mit einem Schwellrost seine unzulängliche Querverbindung ersichtlich ist. Diese Methode, deren Gebrauch sich auch in allen holländischen Städten, die mit dem gleichen Boden zu kämpfen haben, nachweisen läßt, hat Verbreitung bis nach Chicago gefunden[1]; dort wurde auch derselbe, durch die Bauweise naheliegende Fehler übernommen, die Eisen nur auf den Beton zu legen und so dem Beton nur den Charakter einer ausgleichenden Unterlage und eines Zwischenmittels zuzuerkennen. Diese Form der Unterlage kam in Chicago, als der Wiege der Wolkenkratzer, beim Bau der so bezeichneten hohen Häuser zur besonderen Ausbildung, und es ist nicht ohne Interesse für den Werdegang, daß man bei dem ersten Versuch dieser Art auf europäischem Boden (dem Ritzhotel in London[2], 1906) neuerdings auch dieses wenig empfehlenswerte Detail festgehalten hat.

Der Untergrund von Chicago, der aus bis 30 m mächtigem Seeschlamm besteht, hat jedoch nicht jene Gleichmäßigkeit gehabt, die man ihm nach den ersten Erfahrungen fälschlicherweise zuschrieb, oder vielleicht richtiger, er hat sie durch die Bebauung und Entwässerung verloren.[3]) Eine damit zusammenhängende Vertrauensseligkeit führte zu Mißgriffen, die ein vollständiges Verlassen der Praxis mit Flachgründungen ebenso wie in Hamburg zur Folge hatte, da man in Chicago immerhin noch, wenn auch mit vermehrten Kosten die Möglichkeit besaß, mittels Brunnen zu einem ganz verläßlichen Boden zu gelangen. Erst der neuesten Zeit ist es vorbehalten geblieben, den Bau der Betonplatten wieder allgemein zu Ehren zu bringen, was um so wichtiger ist, als es ganze Gegenden gibt, die auf diese Lösung als die einzig mögliche angewiesen sind. Als Vorläufer der Bauweise im armierten Beton ist hier, wie auch auf anderen Gebieten des Eisenbetons auf die Schließe zu verweisen, als welche auch die im Hamburger Betonfundament erwähnten Flacheisen aufzufassen sind, sowie Vorschläge wie jener von T. Nolthenius in der Tijdschrift v. h. K. Instituut v. Ing. 1897 S. 102 u. 114, ferner

[1]) Zeitschrift d. österreich. Ing.- u. Arch.-Vereins 1893, Nr. 28.
[2]) Siehe Concrete, London, Jan. 1907, S. 441.
[3]) Siehe Eng. Record vom 10. März 1906, S. 330.

von E. Otto im Zentralblatt der Bauverwaltung 1898, S. 237 (Abb. 10) und Tiefenbach, ebenda 1899 S. 41 und die umgekehrten, mit Schließen zusammengehaltenen Gewölbe.

Die älteren Methoden der Verbreiterung bestanden darin, die Breite stufenförmig im Verhältnis 2 : 1 höchstens 1 : 1 anwachsen zu lassen. Wir erhalten dann im Falle einer 25fachen Verbreiterung (siehe unter S. 10) einen Steinpfeiler, der oben eine Breite b hat mit einer Steinpyramide von $5\,b$ Seitenlänge als Basis und wenigstens (bei 1 : 1) $5\,b$ als Höhe. Da diese Verbreiterung erst unterhalb der Sicht- oder der Benutzungsgrenze einsetzt, zwingt das zu einem sehr tiefen Fundamentaushub, vor dessen Herstellung wir uns nur durch die dem Eisenbeton möglichen Flachgründungen bewahren können. Der entwerfende Ingenieur hat demnach seine Entscheidung je nach der Ökonomie zu treffen. Abb. 11 stellt zwei solcher Lösungen übereinander gezeichnet dar. Einmal ein reines Mauerwerk mit einer Druckfortpflanzung $c:h = 1:2$ und das zweite Mal eine Reihe von abgestuften Eisenrosten[1])

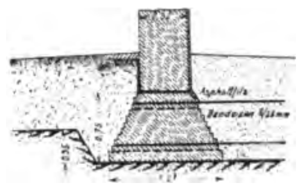


Abb. 10.

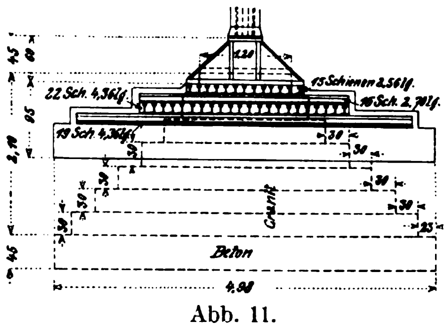


Abb. 11.

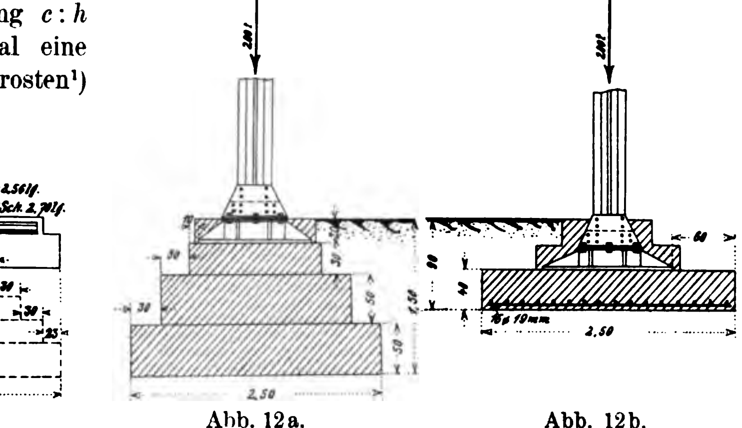


Abb. 12a. Abb. 12b.

in der älteren Ausführungsform, wo die Eisen über den Beton gelegt wurden. Die dritte Lösung, eine Fundamentplatte in Eisenbeton, hat etwa dieselbe Form wie der Eisenrost, nur hat sie viel weniger Eisen nötig. Es ist natürlich möglich, die Verbreiterung bei Gebäuden schon im Keller anfangen zu lassen, also den tieferen Aushub zu sparen. — In dieser Beziehung ist es interessant festzustellen, daß man in Newyork sich wiederholt zur Entfernung dieser den Raum beengenden Mauerwerkspyramiden entschlossen hat, indem man sie später durch Unterfangung mit Eisenrosten ersetzt hat.[2])

In Abb. 12a findet sich ein reines Betonfundament mit einem Übertragungsverhältnis $c:h = 3:5$ verglichen mit Abb. 12b, einer armierten Platte in 3 : 2 vor. Die Kosten berechnen sich aus folgenden Angaben: Fundamente a) in Beton: Aushub 8,8 m³, Beton 5,8 m³, Eisen 0; b) in Eisenbeton: Aushub 5,7 m³, Beton 2,9 m³, Eisen 173 kg. Der Kostenunterschied beträgt etwa 20 vH. mehr für den ersten Fall, ohne das man aber in diesem Fall an die Verwendung eines minderen Betons gedacht hätte, da dies gefährlich wäre. Auf grund dieser von Johnson vorgelegten Varianten entschied man sich im Norvell-Shapleigh-Gebäude in St. Louis für Abb. 12b. — Oft ist es ferner möglich, sich auf diese Weise eine bis auf den Grundwasserspiegel herabreichende Fundierung zu ersparen, wie z. B. beim Turm des neuen Rathauses in Berlin (Abb. 35), wodurch dann der Unterschied entsprechend gesteigert wird.

---

[1]) Über ihre Berechnung siehe Eng. News 1894 vom 8. November und 20. Dezember.

[2]) Siehe Beton-Kalender 1907, Teil II, S. 8, Abb. 13 und 14.

Es gibt zwischen einem Fundament aus reinem Mauerwerk und einer richtig armierten Betonplatte eine Reihe von Übergangsformen, die teils beabsichtigte, teils aber auch nicht beabsichtigte Lösungen dieser Art darstellen (Abb. 13). Dieselben beschränken sich darauf, die weiter unten angegebenen Nachteile der Ausführung in reinem Mauerwerk mit bezug auf die unzulängliche Scherfestigkeit durch Einschaltung von Eisen zu beheben, ohne jedoch letzteres in bezug auf Zug auszunutzen. Einschaltungen alter Schienen und Streckmetalls können häufig nur in diesem Sinne und nicht als eine eigentliche Armierung gelten.

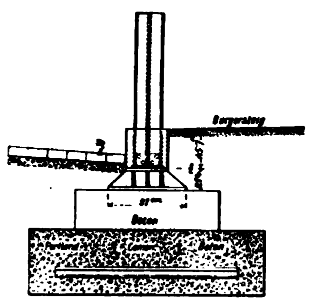


Abb. 13.

Der zulässige Bodendruck und die zulässige Setzung. Da die Größe der Verbreiterung von der Höhe des zulässigen Bodendrucks abhängt, so seien unter Hinweis auf die diesbezüglichen Angaben im Beton-Kalender[1]) die folgenden allgemeinen Ziffern einer Besprechung unterzogen. Die Inanspruchnahme im aufgehenden Mauerwerk überschreitet bei Mauern nicht 15, bei Pfeilern selten 30 kg/cm². Von dieser Ziffer kann auch bei Eisensäulen ausgegangen werden, da diese auf ihren Schuh ebenfalls keinen größeren Druck ausüben. Der zulässige Bodendruck dagegen beträgt nie viel mehr — von Felsen abgesehen — wie 6 kg cm² und nicht viel unter 1 kg/cm². Ein Terrain, das selbst 0,5 kg/cm² (Druck des menschlichen Fußes) nicht sicher trägt, gilt als nicht verwendbar für die Aufnahme von Fundamenten, doch finden sich in der Folge mehrere Ausführungen bis 0,3 kg/cm² angeführt vor, da schließlich für ein Fundament selbst der Auftrieb des Wassers genügt. Es hat in dieser Hinsicht der Eisenbeton Möglichkeiten geschaffen, die früher nur durch einen hölzernen Ponton in ähnlicher Weise gegeben waren. Die Verbreiterung wird also häufig das 4fache, jedoch selten über das 25fache des tragenden Querschnitts im aufgehenden Mauerwerk betragen. Es soll daher die konstruktive Möglichkeit einer Verbreiterung eines Quadrates der Seitenlänge b bis auf $5b$ ins Auge gefaßt werden. Bei Mauern kommt dies seltener in Betracht, da dies dort zur Verwendung von ganzen Platten unter dem Gebäude führt. In diesem Falle müßte die Platte eine Tragfähigkeit besitzen entsprechend einer Gesamtfläche, von der die Mauern nur 4 vH. betragen. Es ist klar, daß selbst diesem äußersten Fall entsprochen werden kann, insbesondere, wenn man über die Gebäudefläche hinaus, soweit sie an Straßengrund stößt, Ausleger anordnet. Auf diese Weise gelingt es, das Gewicht selbst des höchsten Hauses mit bezug auf seinen Fundamentdruck so weit herabzumindern, daß es nicht mehr wie das einer Betonsäule von Stockwerkshöhe beträgt. Natürlich muß man aber, um so etwas zustande zu bringen, in der Lage sein, eine dünnere Grundplatte, als die eingangs erwähnte, in Hamburg verwenden können, sonst wäre dies ein aussichtsloses Beginnen.

Den einzelnen Platten und Säulenfüßen eines Gebäudes wird man im allgemeinen denselben Fundamentdruck zuweisen, schon um dasselbe Maß des Setzens zu erzielen. Doch kommen auch bedeutende Abweichungen vor, wie z. B. bei der von Hennebique 1897 erbauten chemischen Fabrik von Horfleur, wo die 260 Säulen mit Platten von 1 bis 2 m² Fläche 3 bis 4 m tief, 1 bis 2 m über Grundwasser angeordnet sind. Die Bodenpressung schwankt zwischen 1 bis 2,3 kg/cm², wobei den tieferen und breiteren Platten mehr Belastung zugewiesen wurde in der Annahme, daß die Setzung dadurch gleichmäßiger wird. Siehe auch die Abb. 4 der Tafel I.

Es bleibt wohl unbestritten, daß eine Fundamentfläche so viel Last zu tragen imstande ist, als auf ihr vor dem Aushub des Bodens Erdgewicht gelegen hat. Nach dieser

[1]) Siehe Beton-Kalender 1907. Teil II, S. 1.

Regel wäre es z. B. bei einem spezifischen Gewichte von 1800 kg/m² der Erde nötig, 6 m tief in die Erde zu gehen, um zu einer Tragfähigkeit von 1,0 kg/cm² zu kommen. In der Regel ist aber die Tragfähigkeit des Bodens in den oberen Schichten viel höher, als dies voraussetzen ließe. Hierbei ist jedoch die verschiedene Art der Belastung zu berücksichtigen, ebenso wie der horizontale Zusammenhang der Erdschichten, der durch die Reibung zwischen Mauerwerk und Erde nicht ersetzt wird. Wie trügerisch solche Annahmen bei tieferen wasserführenden Schichten sind, beweist ein Versuch auf dem für diesen Komplex der Fragen klassischen Boden von Chicago, der beim Bau des sogenannten „Freimaurer-Tempels" ausgeführt worden ist. Es sei bei dieser Gelegenheit bemerkt, daß dort etwa 4 m unter dem heutigen Straßenniveau sich eine harte Schicht von etwa 1 m Dicke befindet, diese ist aber wie eine Haut bei der Milch. Unter dieser Schicht befindet sich 18 bis 25 m derselbe Seeschlamm, jedoch in einem durchweichten Zustande. Es wurden in unserm Falle zwei Probebelastungen ausgeführt, die eine in der Höhe der die meisten Häuser in Chicago tragenden festen Schicht, eine zweite um 70 cm tiefer in den Seeschlamm eingeschnitten, also bereits nach Durchdringung dieser Oberflächenhaut. In beiden Fällen wurden 26 000 kg auf 18 858 cm² durch 100 Stunden aufgebracht. Es entspricht dies etwa 1,5 kg/cm². Im ersten Falle ergab sich eine schließliche Zusammendrückung von 46 mm, im zweiten Fall dagegen betrug dieselbe 104 mm, also nahezu dreimal so viel. Wie hieraus ersichtlich, ist es häufig, besonders bei tiefen wasserführenden Schichten gar nicht vorteilhaft, diese anzuschneiden, sondern besser die Tragfähigkeit der festen oberen Rinde auszunutzen. Hierbei sei zur Orientierung bemerkt, daß die Senkung von Gebäuden in Chicago, wie sie mit Rücksicht auf das Straßenniveau in solch einem Falle von vornherein berücksichtigt wird, unter 1,5 kg cm² 100 bis 200 mm beträgt, daß sie jedoch vom jeweiligen Druck und der Wasserführung der tieferen Schichten abhängt und bis 750 mm beobachtet wurde. Diese Umstände machen es erklärlich, wenn dort in allem Ernst die Idee auftauchte, das Gebäude auf Schraubenwinden fertig zu stellen und erst nach endgiltiger Setzung zu unterfangen. Es ist weiter klar, daß sich trotz einer im allgemeinen überraschenden regelmäßigen Setzung auch Unregelmäßigkeiten eingestellt haben, die zur Schiefstellung von Gebäuden ähnlicher Art, wie weiter unten beschrieben, geführt haben. Diese Erscheinung und die damit verbundene Unsicherheit hat die dortigen Baumeister veranlaßt, diese Bauweise wieder zu verlassen und sich einer Brunnenfundierung zu bedienen, die mittels eines Betonpfeilers die Last des Gebäudes durch den Seeschlamm hindurch auf festen Grund überträgt. Nach der großen, zugunsten der Flachgründung sprechenden Erfahrung scheint dies eine etwas übertriebene Ängstlichkeit zu sein, bei der übrigens die plötzlichen Setzungen bei alten Gebäuden herrührend vom Bau der 12 m tiefen Untergrundbahntunnel sowie der Umstand, daß bei einem Umbau mit dieser Art von Fundierung dieselbe noch vorgenommen werden kann, während dessen das alte Haus noch benutzt wird, ausschlaggebend waren. Es ist also bei dieser Art der Fundierung nicht so sehr der zulässige Bodendruck, sondern auch die zulässige Setzung für die Zukunft sicherzustellen.

1. Fundamentplatten unter Mauern und Säulen.

Berechnung, Versuche und konstruktive Anordnung. Der wichtigste Vorteil der älteren Anordnung ist, daß die Steifigkeit der Steinkonsolen auf Biegung und ihre Lastübertragung in zufriedenstellender Weise gesichert erscheint, während bei der raschen Verbreiterung mit Hilfe des Eisenbetons die Möglichkeit vorliegt, daß sich die Fundamentplatte durchbiegt, dementsprechend örtlich tiefer einsenkt und so eine ungleichmäßige Verteilung mit einem Maximum des Bodendrucks unter der Last eintritt. Es sollte daher

bei solchen Platten in dem Verhältnis $c:h$ mit der Ausladung als maßgebend für die Durchbiegung nicht zu weit gegangen werden. Von der Praxis gutgeheißene Vorschriften liegen in dieser Hinsicht noch nicht vor, das folgende ist also nur als ein vielleicht nicht weit genug gehender Vorschlag nach dieser Richtung anzusehen. Tritt unter der Last eine Durchbiegung unter Erscheinung von Zugrissen in der Fundamentplatte ein, so wird die Annahme einer gleichmäßig verteilten Bodenpressung hinfällig und ist demnach zu vermeiden, da der Bodendruck ohne Zweifel eine Funktion der Zusammenpressung ist. Begrenzen wir daher beispielsweise die Durchbiegung der Ausladung c mit $\delta = \frac{2c}{1000}$ ebenso wie dies bei den Deckenträgern üblich ist[1]), und erzielen so gleichzeitig eine Vorbedingung, daß die Zerstörung des Betons durch Zugrisse und die Bloßlegung des Eisens vermieden wird, so entspricht dem bei einer Berechnung ohne Zug im Beton etwa $\frac{c}{250}$, es ist also $\delta = \frac{c}{250} = \frac{2}{3}\frac{\sigma_e}{E}\frac{c^2}{h}$, demnach $\frac{c}{h} = \frac{12\,000}{\sigma_e}$, für $\sigma_e = 1200$ kg cm² $c:h = 10:1$ zu setzen, das heißt, daß es möglich ist, einer Mauer von der Breite $= b$ mit einer Platte von Höhe $h = b$ eine Ausladung $c = 10b$ — als das eben angeführte Maximum — zu geben, wobei jedoch dieses Verhältnis als obere Grenze der Anwendung anzusehen wäre.

Für die Berechnung bedient man sich ebenso wie beim Balken des Moments und der Querkraft. Es ist

$$M_{max} = \frac{Pc}{2} = W \times 1200 = 0{,}9\,h\,F_e \times 1200,$$

worin P die halbe Gesamtlast, h die Entfernung des Eisenschwerpunktes der Armatur von der Draufsicht des Druckpunktes und F_e den Eisenquerschnitt für 1 lfd. m bedeutet. Wollen wir den Beton mit $\sigma_b = 40$ kg/cm² ausnutzen, so ist $F_e = \frac{0{,}54\,h}{100}$ und daher

$$M = 648\,h^2, \text{ also } h = \frac{\sqrt{M}}{25} \text{ zu setzen.}^{2)}$$

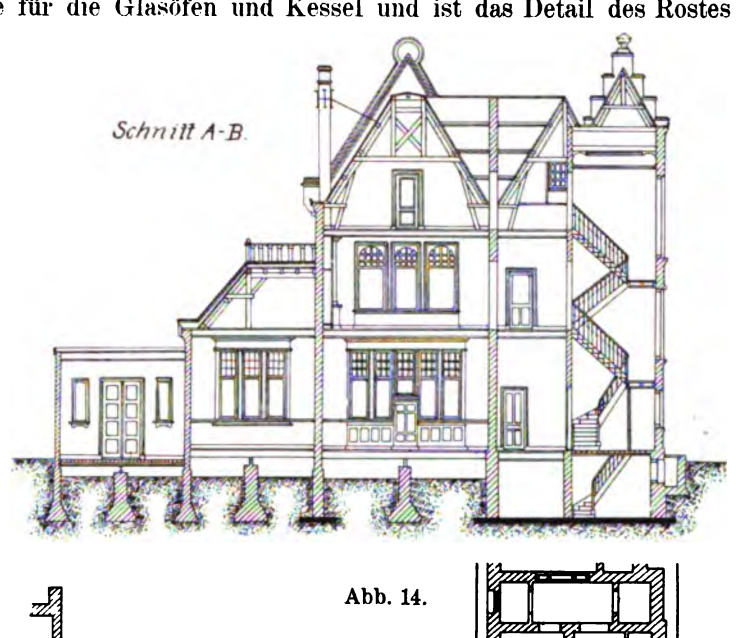
Der Vorgang beim Entwerfen ergibt sich dann wie folgt: Man bestimmt sich beiläufig und ein zweites Mal auf Grund der gefundenen Zahlen genauer die Gesamtlast des Bauwerks über der Fundamentgleiche und berechnet mittels des zulässigen Bodendrucks die Fläche, die das Bauwerk als Unterlage unter den einzelnen Mauern nötig hat. Man verteilt die notwendige Fläche in abgerundeten Abmessungen unterhalb des vorhandenen Grundrisses. Diese Austeilung gibt uns dann die jeweilig größte zulässige Ausladung c, aus welcher wir uns die Höhe des Fundamentträgers ermitteln. Zu der Größe h haben wir noch die Stärke des unterhalb des Eisens aufgebrachten Betons hinzuzuaddieren, der nur als Schutzschicht dient, um so die Gesamttiefe der Fundamente zu erhalten.

Bei einer Mauer ergibt sich die Ausladung in einfacher Weise senkrecht zu ihrer Achse. Fassen wir einen Hochbau mit seinen Mauern und Säulenfundamenten ins Auge, so ergibt sich eine Abstufung je nach dem Gewicht, die in den einzelnen Haupt- und Umfassungsmauern vorhanden ist, eventuell auch bei wechselnder Bodenbeschaffenheit innerhalb des Baugrundes nach diesem Unterschied und schließlich je nach der Bedeutung der einzelnen Gebäudeteile, wobei natürlich — sofern man diese verschiedenen Setzungen für zulässig ansieht — die Gebäudeteile (Gebäude- und Maschinenfundamenten) unabhängig voneinander zu bauen sind (siehe die Abb. 16, 39 u. 45).

[1]) Dieselbe Rechnung führt beim frei aufliegenden Balken zur Grenze $l:h = 16:1$, ein noch weitergehendes Verhältnis, das nur bei einer zwischen zwei Mauern gelegenen Platte einzuhalten wäre.

[2]) Siehe durchgerechnete Beispiele in La construction moderne. 1904 vom 9. April, 23. Juli und 10. September.

Abb. 14 stellt die Fundamente des Postgebäudes in Terneuzen dar als ein Beispiel verschieden abgestufter Fundamente. Einzelne Mauern haben dort nur Fundamentabsätze, einige gar keine Verbreiterung, je nach der verschiedenen Belastung, wobei ein gleichmäßiger Bodendruck von 0,9 kg/cm² ins Auge gefaßt wurde. Die Abb. 16a stellt den Fundamentplan einer Glasfabrik in Leerdam (Holland) dar. Dieselbe zeigt eine abgesonderte Fundamentplatte für die Glasöfen und Kessel und ist das Detail des Rostes bei *B* in Abb. 15b besonders dargestellt. Hat solch ein Gebäude einen ausgesprochenen Turm, so sind die Unterschiede natürlich noch viel augenfälliger.



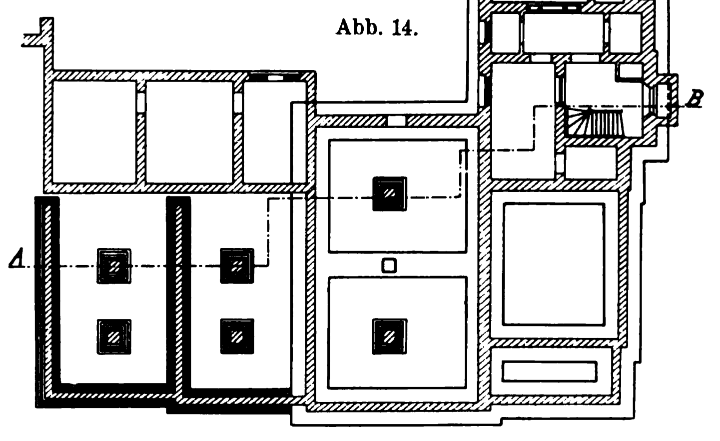


Abb. 14.

Unter diesen Umständen kann es vorkommen, daß überhaupt nur der Turm besonderer Anordnungen in dem Fundament bedarf, um seine Bodenbelastung auf dieselbe Ziffer herabzudrücken, wie beim übrigen Gebäude. Die Abb. 15a u. b zeigen die von Dumensil erbaute Union-Champenoise in Epernay. Das hierbei befolgte Prinzip ist dasselbe, das auch bei der Gründung von Wassertürmen und ähnlichen hohen Bauten Anwendung findet, die nicht einer über die ganze Fläche sich erstreckende Platte bedürfen. So z. B. zeigen Abb. 5 und 6 in Beton u. Eisen 1905 S. 258 die Anordnung der Fundamentträger des Bohrturms von 51 m Höhe, der in der Ausstellung in Lüttich als Reklame aufgestellt wurde.

Hat man es mit keiner Mauer, sondern mit einer einzelnen Last, herrührend von einem Pfeiler oder einer Säule, zu tun, so empfiehlt es sich, diesen Fall durch Zurückführung auf den vorgenannten zu vereinfachen, indem man, wie in Abb. 11 durch aufeinander senkrechte Ausladungen zu der gewünschten Fundamentfläche gelangt. Für diese bei Eisen nötige Trennung in eine Längs- und Querarmatur liegt bei Verwendung von Eisenbeton keine Notwendigkeit vor.[1]) Ein einfacher Vergleich zeigt, daß bei einer Platte die Rechnung nach den beiden Hauptachsen die Maximalwerte ergibt. In diagonaler Richtung ist zwar die Ausladung 1,4 c, aber auch der Querschnitt am Säulenfuß 1,4mal so groß, dabei aber das Moment um ein Drittel kleiner. Wenn es daher gewiß nichts schadet, einige Eisen auch in diagonaler Richtung zu legen, so ist es doch nicht richtig, die Platte, wie es häufig zu sehen ist, nach diesen Richtungen

[1]) Siehe auch Kansas City Viaduct, Eng. News 1907, S. 132.

vorwiegend zu armieren. Abb. 17 zeigt die Anordnung, wie sie sich bei Hennebique vorfindet. Sie ist das quadratische Fundament für eine Säule in einer Mühle in Lisle, Frankreich, die 130 t trägt, d. i. 1,5 kg/cm². Die Abb. 18 zeigt ein ähnliches Beispiel aus Nordamerika ohne Bügel, die Anordnung für eine Säule aus dem Ingallsgebäude in Cincinnati, während Abb. 19 eine Abweichung zeigt, wie sie Ed. Ast gebraucht. Das Beispiel ist der Druckerei Rohrer in Brünn entnommen.[1]) In der Rechnung wird hierbei nur ein Streifen in der Breite der Säule berücksichtigt, also die 4 Vierecke an den Ecken als nicht vorhanden angesehen.



Abb. 15a.

Zur Verbindung der Platte mit den Säuleneisen genügen einige Eisenplättchen (Abb. 19) oder Flacheisen (Abb. 20), auf die die vertikalen Eisen gestellt werden, eine Anordnung, die nur durch den Wunsch einer bequemen und sicheren Montage entstanden ist.

Wie ersichtlich, führt dies also zu einer vollständig gleichen Rechnung für die Einzellast wie die vorher geführte bei der Mauer, nur ist sie nach zwei Richtungen auszuführen und, sofern die Armaturen als gleichzeitig wirksam angesehen werden können, ergeben sich Verhältnisse entsprechend wie bei den auf vier Seiten aufliegenden Platten, die gestatten, nach jeder Richtung hin nur das halbe Moment in Rechnung zu ziehen. Doch muß vor

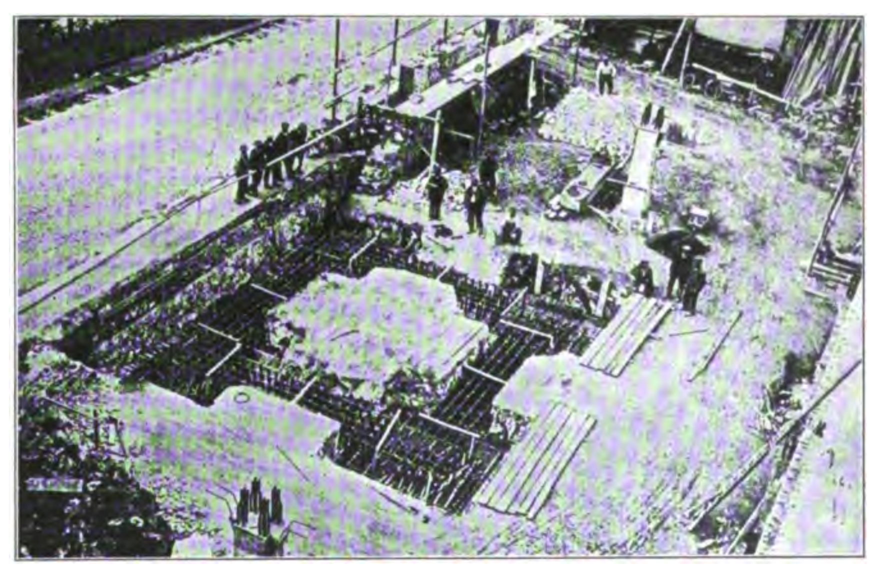


Abb. 15b.

dieser Auffassung abgeraten werden, da diese im Bruchstadium nicht zu bestehen braucht und die statischen Verhältnisse hier zu unsicher sind. Mit Rücksicht auf die große Wichtigkeit des unberührten Bestandes solcher Bauteile ist es empfehlenswert, eher etwas mehr Eisen anzuwenden, und so auch, selbst wenn dies rechnungsmäßig

[1]) Siehe Beton u. Eisen 1907, Heft I. S. 10.

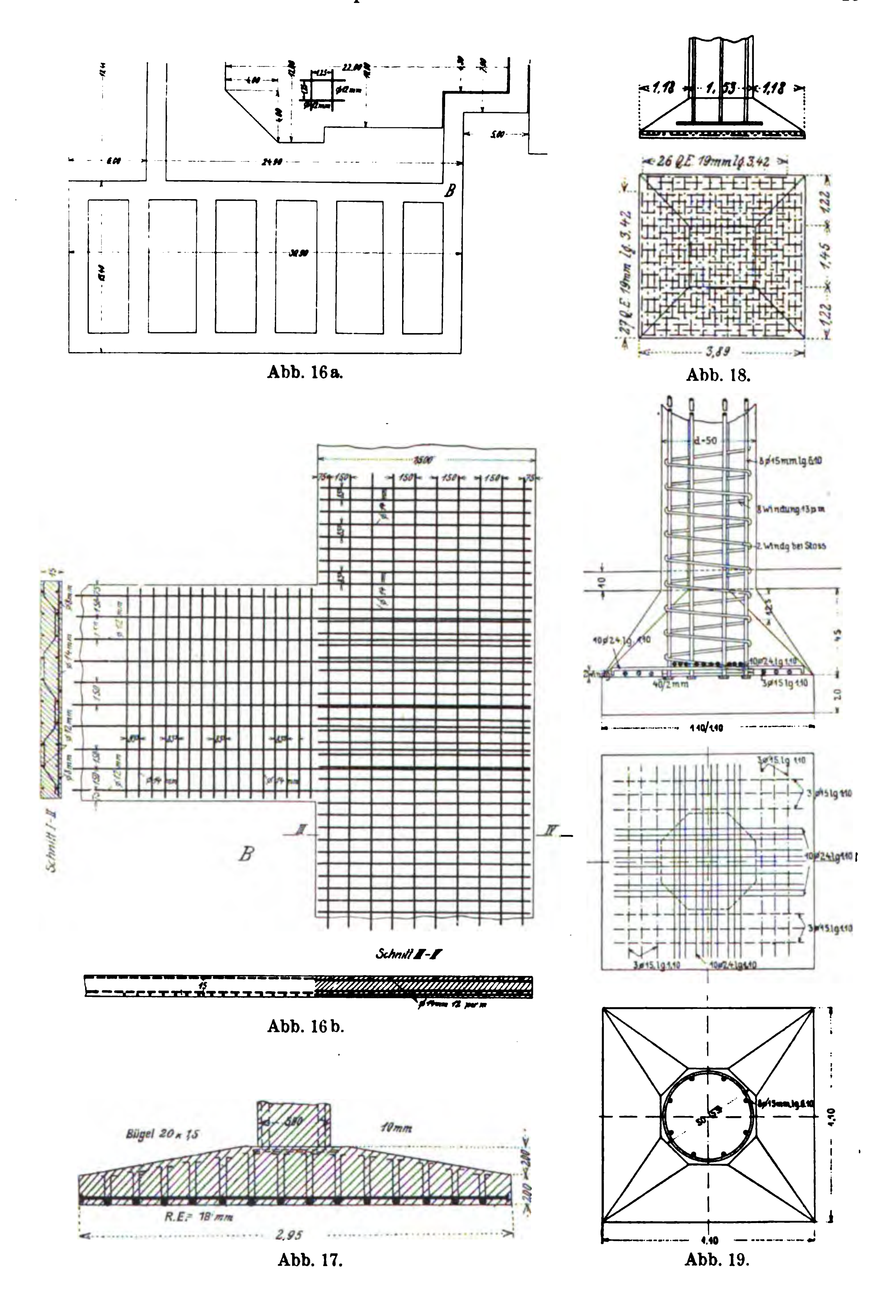


Abb. 16a.

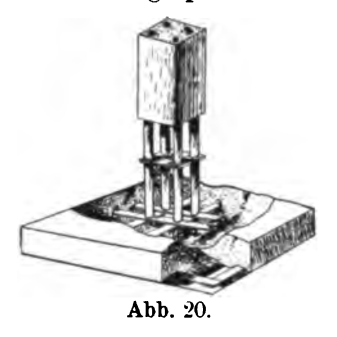
Abb. 18.

Abb. 16b.

Abb. 17.

Abb. 19.

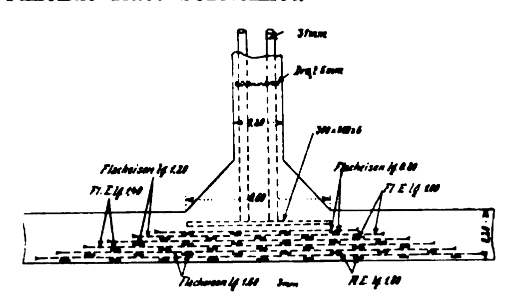
nicht nötig sein sollte, Bügel anzuwenden, wie in Abb. 17. Aus demselben Grunde ist der Gebrauch von flachgelegten Flacheisen nicht zu empfehlen, obwohl mit ihnen an Höhe gespart werden kann. Jedenfalls aber wäre bei einem Flacheisen ein Bügelverband oder eine andere Sicherung des Verbandes besonders nötig, wenn dies nicht, wie in Abb. 21, nur zu einer Verteilung und örtlichen Sicherung gegen Abscheren und Risse in einem Reservoirboden dient, wie in dem angeführten Beispiel aus Seraing.

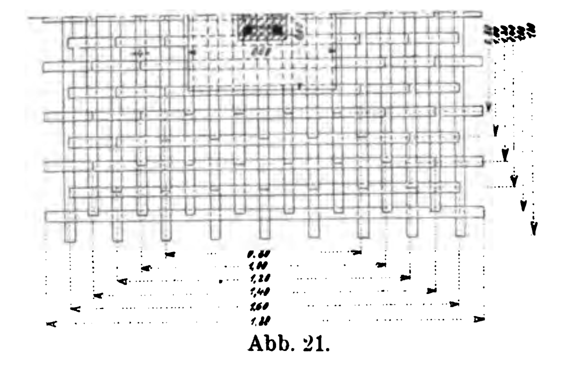

Abb. 20.

Außer der vorgenannten Rechnung mit bezug auf das Moment, muß man sich noch der durch die Querkräfte erzeugten Spannungen versichern, in erster Linie aber über die Wirksamkeit des Verbundes klar werden, wenn man nicht, wie bei den Eisenrosten, auf die Mitwirkung des Betons ganz verzichten will. Die manimale Querkraft beträgt

$$V = \frac{Pc}{b + 2c},$$

wenn man mit $b + 2c$ die gesamte Breite des Fundamentes und mit $2P$ die darauf ruhende Last bezeichnet.




Abb. 21.

Es ist

$$M = m\sigma_e \frac{n\pi d^2}{4} = \frac{P}{b + 2c}\frac{c^2}{2}$$

$$V = mkn\pi d = \frac{P}{b + 2c} c.$$

Hierbei ist m der Abstand von Zug- und Druckmittelpunkt, n die Anzahl, d der Durchmesser der Eisen.

Dividiert man diese beiden Gleichungen,[1]) so erhält man

$$\frac{\sigma_e}{4k} d = \frac{c}{2}$$

und für die Eisenzugspannung $\sigma_e = 1200$ und für die Haftfestigkeit $k = 4$ kg/cm²

$$d^{mm} < \frac{20}{3} c^{m}.$$

das heißt, der gewählte Durchmesser d in mm muß kleiner sein als $\frac{20}{3} c$ die Ausladung in m.

Nach Ansicht des Verfassers ist der Gebrauch von $k = 4$ kg/cm² bei Plattenbalken (s. u.) nur beim gleichzeitigen Gebrauch von Bügeln zulässig. Es ist dies eine Bedingung, der man nicht immer durch ein genügend kleines d entsprechen kann und auch nicht muß, die uns aber dann zwingt, wenn man nicht mit höheren Haftspannungen rechnen will, entweder von einer Ausnutzung des Eisens bis zu 1200 kg abzusehen, oder besondere Vorkehrungen zu treffen, die den Verbund zwischen dem Beton und Eisen sicherstellen und

[1]) Siehe Faustregel von Thumb, Beton u. Eisen 1905, Heft II, S. 42.

ein Herausziehen und gleichzeitiges Abbrechen der Konsolen zu verhindern geeignet sind. Es geschieht das in der Weise (siehe Kapitel über Konsolen im Hochbau), daß die Eisen am Konsolende umgebogen und in entsprechender Zahl bis zur Säule zurückgeführt werden. Dagegen aber erscheint eine Berechnung auf Abscherung des Betons in horizontaler Richtung bei Platten ebenso überflüssig wie die gewöhnlich ausgeführte Berechnung auf vertikale Abscherung, da für letztere das vorhandene für die Biegung hinreichende Eisen mehr als genügt. Es ist dies der wunde Punkt aller ohne Eisen ausgeführten Fundamentplatten, selbst wenn sie mit Rücksicht darauf berechnet sind. Über die entsprechenden Verhältnisse geben alle Bruchversuche mit Mauerwerkskörpern[1]) Aufschluß, da sich die geringsten Unregelmäßigkeiten in denselben durch vertikale Scherrisse in einem sehr frühen Stadium der Belastung anzeigen. Diese können dem Bauwerk deshalb so gefährlich werden, weil der so zerspaltene Mauerwerkskörper die Lasten nicht mehr gleichmäßig verteilt enthält, sondern die Gesamtlast einem dieser Teile zufällt, dessen Zerstörung dann unvermeidlich ist. So z. B. ergaben bei den Versuchen des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins (siehe Bericht des zweiten Gewölbausschusses, Zeitschrift 1901, Nr. 25) an 3 Pfeilern ausgeführte Druckversuche das folgende Resultat (Abb. 22):

Pfeiler Nr. 12 u. 13.

Abb. 22.

mit Gmündener Granit:	mit Purkersdorfer Sandstein:
Pfeiler Nr. 5 und 6.	Pfeiler Nr. 12.
50/50 cm und 1 m hoch.	48/49 cm und 68 cm hoch.

Die ersten Anzeichen entsprechen einer Inanspruchnahme auf:

Schub: 75 kg/cm² Druck: 100 kg/cm² Schub: 45 kg/cm² Druck: 80 kg/cm²

mit bezug auf die tatsächlich zerdrückte Teilfläche:

Druck: 580 kg/cm² Druck: 249 kg/cm².

Zentrischer Pfeiler-Versuch Nr. 13, Abmessungen wie bei Nr. 12 ergab mit bezug auf die ganze Fläche 247 kg/cm².

Wie ersichtlich, hat der einseitige Druck diese Pfeiler zuerst zerspalten und dann den zentrischen Teil in der gewöhnlichen Art zerdrückt. Die hierbei auftretende Mauerwerksfestigkeit ist $^1/_2$ bis $^1/_3$ der Würfelfestigkeit der betreffenden Steine. Dabei ist noch hervorzuheben, daß die Abscherungsfestigkeit im vorliegenden Falle etwa wie oben angegeben betragen hat, sonst aber durch eine relativ noch niedrigere Last erfolgen kann, da man auf eine gleichmäßige Gesamtwirkung der abzuscherenden Fläche nicht rechnen soll. So kann insbesondere in der Praxis, wo es sich um Dauerbelastungen in langen Zeiträumen handelt, von einem kleinen Sprung ausgehend der ganze Querschnitt abgetrennt und die Wirkung der ganzen Steinpyramide in Fragegestellt werden.

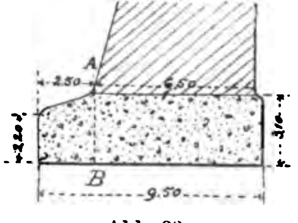


Abb. 23.

Es erscheint hier der richtige Platz, auf die Versuche hinzuweisen, die beim Neubau des Hafens von Antwerpen in so gründlicher Weise zur Sicherstellung des Projektes der Kaimauer an der Schelde gemacht wurden. Diese Mauer war, wie aus der Abb. 23 ersichtlich, projektiert und es wurden 5 Bruchversuche im $^1/_5$ Maßstabe und einer tunlichst zentrierten Last durchgeführt. Diese Versuchsstücke sind bei 2,69 bis 4,23 kg/cm² Bodendruck, also mit einer im Durchschnitt nahezu ebenso großen Last als sie für

[1]) Siehe Zeitschrift d. Österreich. Ing.- u. Arch.-Verein 1899. Nr. 48. v. Emperger „Über die Tragfähigkeit von Ziegelsteinen".

die Ausführung vorgesehen, durch eine Abscherung der Nase längs AB gebrochen. Ich halte die daraus gezogene Schlußfolgerung, daß somit die fertige Platte eine hinreichende Sicherheit besitzt, nicht für stichhaltig, und glaube vielmehr, daß die Entscheidung des bauleitenden Ingenieurs, der durch eine Erhöhung der Zementmischung um 50 vH. auch die Sicherheit um weitere 50 vH. erhöht zu haben glaubt, schon deshalb von zweifelhaften Wert, weil es nicht angeht, den Durchschnitt zu nehmen, sondern die schlechtesten Zahlen zu berücksichtigen sind. Derselbe[1]) bemerkt, daß er auf diese Weise nur 5 vH. Mehrkosten für 1 m³ Mauerwerk gehabt hat. Die wirkliche Platte war für eine Randspannung von 3,96 und 2,06 kg/cm² berechnet. Die Nase stand daher unter einem Moment von etwa 11 000 000 cmkg für das lfd. m. Das Widerstandsmoment des Querschnitts ist $\frac{100 \times 310^2}{6} = 1\,600\,000$, demnach entspricht der Last eine Zugspannung von 7 kg/cm² im Beton auf Biegung und eine Scherspannung von 2,3 kg/cm². Es ist demnach das Resultat des Versuches vollständig erklärlich, wenigstens experimentell. In Wirklichkeit aber ist eine verläßliche Sicherung nur durch Eisen zu erzielen, für das der Querschnitt in diesem Fall mindestens $\frac{1\,100\,000}{0{,}9 \times 3{,}05 \times 1200} = 33$ cm² Eisen für 1 lfd. m betragen sollte bei etwa dreifacher Sicherheit. Da nach der oben erklärten Regel für $k = 4$ kg/cm² $d = \frac{20}{3} \times 2{,}5 = 17$ mm ist, so gäbe dies 15 Stück R.-E. 17 mm für 1 lfd. m. Doch ist diese Armatur nur 0,1 vH., eine Erhöhung des Eisenquerschnitts erscheint daher erwünscht, was natürlich keine vollständige Ausnutzung der Spannung erlaubt, wenn man an dieser massiven Form der Platte festhält, was unnötig ist. Unter den dargelegten Umständen ist es aber erklärlich, weshalb man Fundamenten aus Mauerwerk so unförmliche Abmessungen geben muß. Man nimmt gewöhnlich an, daß eine 1 m starke Fundamentplatte durch eine Betonplatte von 30 cm derselben Qualität ersetzt werden kann, wenn man in der letzteren eine Lage des stärksten Streckmetalls oder eine ähnliche Eisenarmatur einfügt.

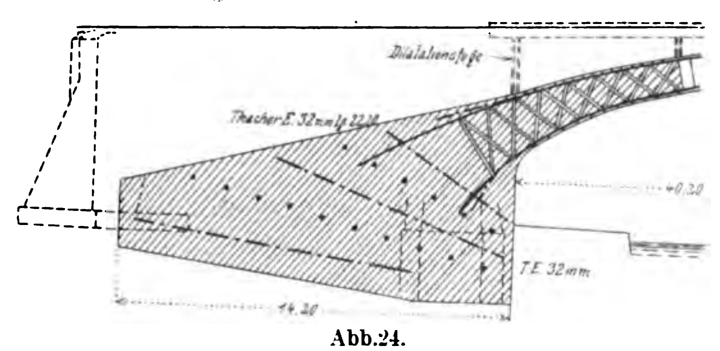
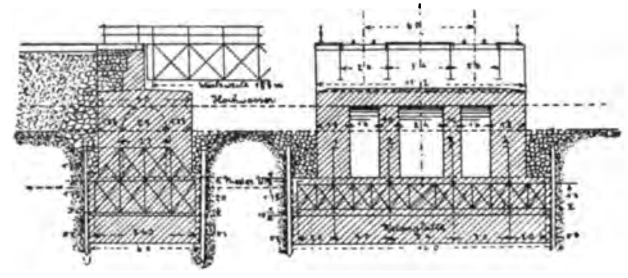


Abb. 24.

Auch wird es immer mehr üblich, dort, wo umfangreiche Mauerwerksmassen nötig sind, diese entweder durch ein Gerippe von Eisenbetonwänden zu ersetzen (siehe Kapitel Mauerwerksbau, Abschnitt Widerlager) oder wenigstens in der aus Abb. 24 und 25 ersichtlichen Weise auszugestalten. Die Abb. 24 zeigt das Bogenwiderlager einer Melanbrücke in Newark. Ein Beispiel, dessen Veröffentlichung bevorsteht, ist die vom Oberbaurat Zuffer entworfene Isongsbrücke bei Salcano,[2]) ferner bei den Brücken der Südbahngesellschaft im Laibacher Moor (Abb. 25), von denen Herr Oberingenieur Gürke in der Zeitschrift des Österreich. Ingenieur- und Architekten-Vereins 1901, Nr. 52 vom 27. Dezember folgende Beschreibung gibt: Die Fundierung der drei neuen Pfeiler mußte abweichend von den üblichen Fundierungsweisen erfolgen, da die bedeutende Tiefe der festen Schicht und im Falle von Preßluftgründung die schädlichen Moor-

[1]) Siehe näheres Annales des Travaux Publics de Belgique, Juni 1905, Mitteilung von Ing. Zanen S. 399.
[2]) Siehe Beton u. Eisen 1906. S. 274.

gase ein unüberwindliches [Hindernis bildeten. Das Fundament der Widerlager wurde daher aus einer 2 m starken, biegungsfesten Betonplatte von 84 m² Fläche hergestellt, so daß die Bodenpressung nur 1,8 kg/cm² beträgt. Die aus Stampfbeton (1 : 8) hergestellte Platte umschließt ein aus einem eisernen Gitterwerk bestehendes Gerippe. Der Aufbau der Widerlager, welche Sparöffnungen haben, ist ebenfalls aus Stampfbeton (1 : 6) hergestellt. Der eiserne Überbau besteht aus Parallelträgern mit durchaus steifen Konstruktionsgliedern. Bei den Lagern sind statt der sonst üblichen Bolzen Kugellager — ähnlich jenen, wie sie bei Pendelpfeilern vielfach verwendet werden — zur Ausführung gelangt. Auch sind die Lager so konstruiert, daß eine Regulierung der Höhenlage der Auflagerpunkte jederzeit mit den einfachsten Mitteln erfolgen und so bei etwaigen Pfeilersetzungen ein ungleichmäßiges Auflagern leicht korrigiert werden kann. Der Berechnung wurde die um 20 vH. vergrößerte Verordnungslast zugrunde gelegt. Es gibt uns eine derartige Anordnung die volle Sicherheit, daß der ganze Mauerwerksklotz als ein einziger Monolith angesehen werden kann, während sonst das gewöhnliche Mauerwerk schon durch Setzungen und Belastungen während des Baues zerstört sein kann, ehe noch die volle Last daraufkommt. Es ist daher eine, wenn auch geringfügige Armatur, die beste Sicherheit für den Bestand jedes Fundaments und des darüber befindlichen Bauwerks.


Abb. 25.

Die Sicherheit bei Plattenfundamenten. Wenn in dem vorangehenden die zulässigen Spannungen in derselben Höhe angesetzt wurden, wie sie bei Oberböden üblich sind, also dieselbe Sicherheit des baulichen Teils der Fundamente vorausgesetzt wird, so bedarf dies insofern einer Erklärung, als dem Sprachgebrauch nach sich häufig die ganze Tragfähigkeit des Bodens ausgenutzt findet. Es wird hierbei meistens, so selbstverständlich dies ist, hinzugefügt, daß sowieso eine Erhöhung der angenommenen Bodenbelastungen ausgeschlossen erscheint. Es besteht sonach ein scheinbarer Widerspruch zwischen dieser Feststellung und der Annahme, daß bei Oberböden eine drei- bis vierfache Erhöhung der Last zur Erschöpfung der Tragfähigkeit führt. Deshalb sei zunächst festgestellt, daß in keinem der Fälle eine wirkliche Erhöhung der Lasten ins Auge gefaßt wird und daß bei einem Gebäude alle Teile dieselbe Sicherheit haben müssen. Die Vervielfachung der Lasten bei Oberböden ist nur als ein idealer Maßstab der Sicherheit derselben anzusehen. Dieser scheinbare Widerspruch besteht also nur in dem verschiedenartigen Gebrauch des Wortes Tragfähigkeit und in dem verschiedenen Zweck der besprochenen Bauteile.

Während man unter der Tragfähigkeit eines Balkens seine Bruchlast oder nahezu so viel versteht, so bedeutet die Tragfähigkeit des Bodens die Grenze, wo für das Gebäude bedrohliche Setzungserscheinungen eintreten können. Die scheinbar so widerspruchsvolle Anwendung desselben Begriffs ist also insofern begründet, als eine Erhöhung der Last über die Tragfähigkeit hinaus den Bestand des Gebäudes gefährdende Erscheinungen hervorbringen kann. Es bleibt aber die Sicherheit im Fundament des Gebäudes zumindest eine ebenso große, wenn nicht größere wie die des Aufbaues, denn ein wenig sicher konstruierter Teil (Abb. 23) würde die Sicherheit des Ganzen in Frage

stellen. Es ist aber bei der Vornahme einer Belastungsprobe mit mehrfacher Nutzlast wohl zu erwägen, ob man durch großes oder einseitiges Setzen das Gebäude bleibend schädigen oder doch verunzieren könnte. Jedenfalls zeigt aber gerade die Beobachtung bei solchen Versuchen, daß der Erdboden für solche Beanspruchungen empfindlicher ist, als man gemeinhin annimmt. Lange andauernde Belastungen haben da eine ganz andere Bedeutung als vorübergehende. Dieser Unterschied kommt insbesondere bei den rechnerisch gleichmäßig behandelten Eigengewichten und Nutzlasten zur Geltung.

So z. B. läßt sich beobachten, daß in Gegenden mit einer ausgesprochenen Windrichtung alle hohen Kamine, die auf keinem unveränderlichen Fundament stehen, und dazu gehört ja solch eine Platte, nach der Windrichtung sich wie ein Segelschiff geneigt haben. Dieser Unterschied macht sich ferner beim Vergleich der Außenmauern und der Innenmauern bei Fabrikgebäuden mit soliden Außenmauern und leichten Zwischenmauern innerhalb bemerkbar, indem oft die Nutzlast bei den Außenmauern nur 10 vH., bei den Innenmauern jedoch über 25 vH. beträgt. Hierbei wirkt auch der Umstand mit, daß das Erdreich unter den Außenmauern ohne eine Seitenbelastung ist, weil mit der Belastung gleichzeitig ein Auspressen der Feuchtigkeit des Bodens eintritt und diese Trockenlegung sich ebenso wie der Druck auf weite Strecken fortpflanzt. (Siehe die weiter unten beschriebenen Unfälle.) Von großer Bedeutung hierbei ist die Reihenfolge der Bauherstellung. Wenn z. B. die Außenmauern zuerst hergestellt werden, oder wenn innerhalb eines bestehenden Gebäudes nachträglich eine Säule fundiert wird, so wird sich diese im allgemeinen nicht so viel senken wie die ursprünglichen Bauten. Solche Unregelmäßigkeiten treten bei wasserhaltigem oder doch bei feuchtem Boden besonders deutlich hervor.

Um eine gleichmäßige Verteilung des Fundamentdrucks auf die Unterlage zu erzielen, ist es wichtig, daß die Resultierende durch deren Schwerpunkt geht. Dieser Bedingung kann bei symmetrisch belasteten Säulen in einfacher Weise entsprochen werden.[1]) Anders gestaltet sich die Frage bei Eck- oder Randsäulen, und zwar schon deshalb, weil bei einem Monolith die genaue Lage der Auflagerkräfte nicht zu bestimmen ist und nur ungefähr angenommen werden kann.

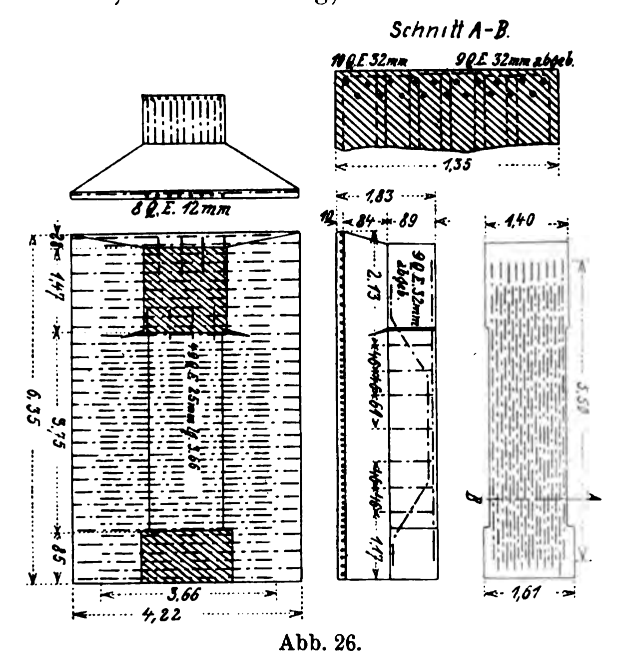


Abb. 26.

Exzentrisch belastete Fundamentplatten. Häufig ist es jedoch nicht möglich, die Fundamentplatten zentrisch unterhalb der Last anzuordnen, so z. B. bei Säulen längs einer Eigentumsgrenze.

Es führt dies zu Lösungen, wie sie die Abb. 26 (Ingallsgebäude, Cincinnati) oder Abb. 27 darstellen. Diese zeigen uns eine Kupplung einer inneren und einer äußeren Säule in einer gemeinsamen Fundamentplatte, und zwar Abb. 27 in zwei Alternativen, Eisenrost, Eisenbeton, von denen die letztere beim Norvell-Shapleigh-Gebäude in

[1]) Ein Beispiel symmetrischer Belastung durch zwei Säulen gibt Eng. News 1907 vom 31. Januar: Viaduct in Kansas City.

St. Louis zur Ausführung gelangt ist. Einen vollständigen Grundriß dieser Art zeigt uns die Abb. 28, ein Teil des sechs Stock hohen Hauck-Gebäudes in Cincinnati, Ohio, das ganz in Eisenbeton ausgeführt ist.

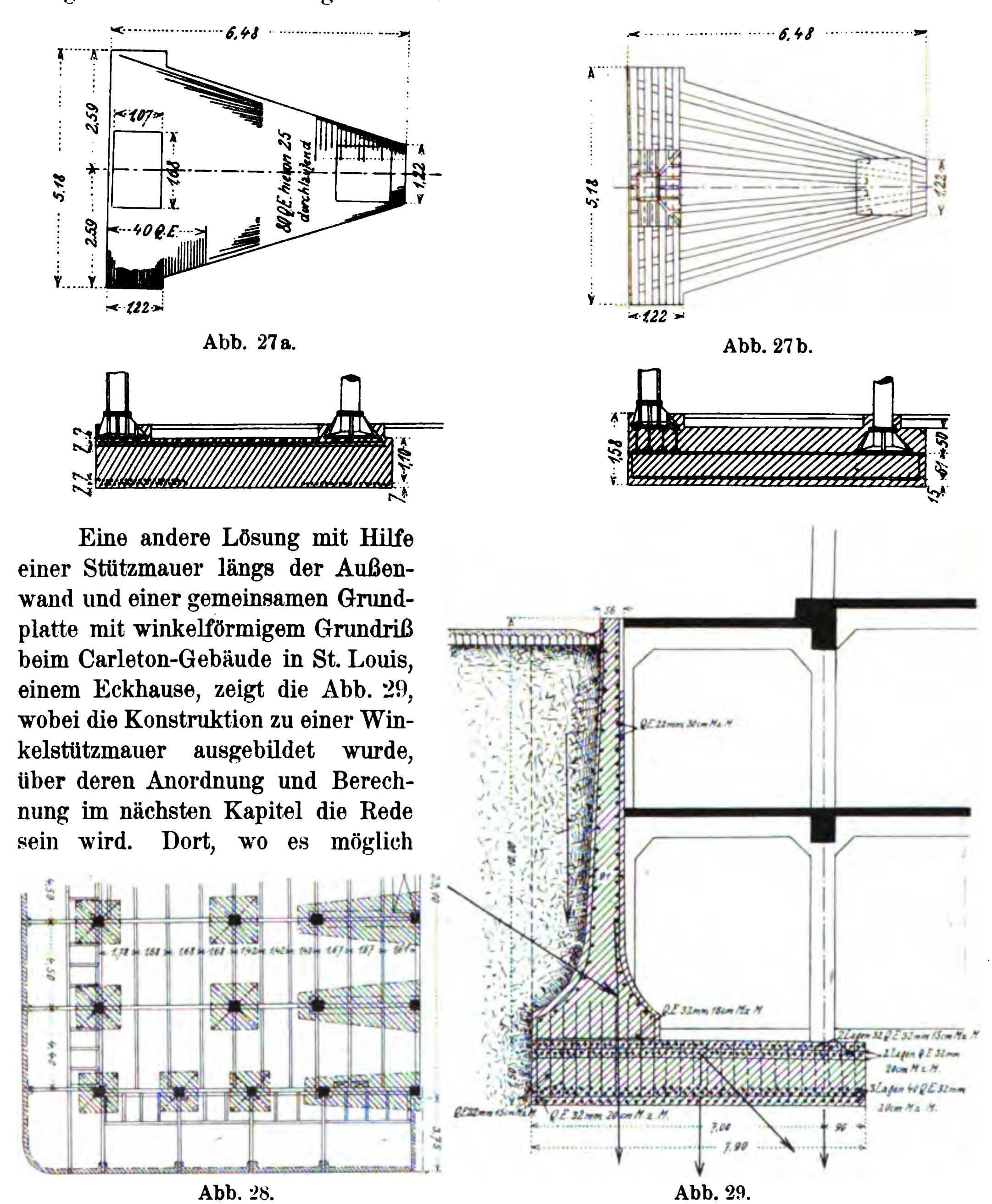


Abb. 27a.

Abb. 27b.

Eine andere Lösung mit Hilfe einer Stützmauer längs der Außenwand und einer gemeinsamen Grundplatte mit winkelförmigem Grundriß beim Carleton-Gebäude in St. Louis, einem Eckhause, zeigt die Abb. 29, wobei die Konstruktion zu einer Winkelstützmauer ausgebildet wurde, über deren Anordnung und Berechnung im nächsten Kapitel die Rede sein wird. Dort, wo es möglich

Abb. 28.

Abb. 29.

ist, den Nachbargrund irgendwie in solchen schwierigen Fällen, insbesondere bei Straßen unter Benutzung des Bürgersteigs, heranzuziehen, wird man dies nicht unterlassen und exzentrische Anordnungen vermeiden. —

Es ist auch durchführbar, die Säule, soweit die zentrische Anordnung der Fundamentplatte es nötig macht, von der Eigentumsgrenze abzurücken und die Feuer-

mauer auf einen Konsolträger zu stellen, der in jedem Stockwerk (bezw. auch schon im Keller als Konsol der Grundmauerplatte) angeordnet sein kann (siehe diesbezüglich unter Pfahlroste). Man sollte in so einem Falle den Bau gemeinsamer Tragsäulen mit dem Nachbar in Erwägung ziehen und als beste Lösung anstreben, doch ist bei mäßigen Ausladungen auch gegen eine exzentrische Anordnung nicht viel einzuwenden, wie sie uns die Abb. 30 zeigt. Dieses Beispiel ist einem von dem Ingenieur Reygondeau de Gratresse entworfenen Hause in Neuyork 37 West, 33. Straße (Abb. 31 a und b) entnommen worden. Es ist unwahrscheinlich, daß sich in solchen Fällen die Last in den Säulen zentrisch fortpflanzt, sie muß vielmehr bei exzentrischer Inanspruchnahme der Säule als gegen die Trägerauflager verschoben angenommen werden, so zwar, daß sie im vorliegenden Falle noch an das Mittel der Platte zu liegen kommt. Die Säule in Abb. 30 ist mit 405 t belastet. Ihre Grundfläche beträgt 69 300 cm². Es beträgt also der Fundamentdruck, gleichmäßig auf diese Fläche verteilt, 5,8 kg/cm². Nimmt man jedoch an, daß die Kraft sich in der Säulenmitte fortpflanzt, also eine Exzentrizität von 33 cm in Frage kommt, so steigert sich die Spannung bis auf 13,2 kg/cm² am Rande der Platte, eine Beanspruchung, die für den Bestand des Hauses fürchten ließe, wenn sie vorhanden wäre. Es ist sehr wohl anzunehmen, daß vielmehr die Last nicht in der Mitte der Säule angreift, so daß die erwähnte Exzentrizität nicht oder nur wenig in Frage kommt, wobei sich aber immerhin eine für den Hochbau ungewöhnlich hohe Ziffer ergibt. Der ungetrübte Bestand des Bauwerks (Abb. 31) ist somit der beste Beweis für die richtige

Abb. 30.





Abb. 31 a u. b.

Auffassung des Entwurfes, der sich durch die aus dem Eisenbau herübergenommenen Vorurteile nicht beirren ließ, da diese Anschauungen über Exzentrizität in einen monolithischen Bau nicht hineinpassen, weil er eine solche Gliederung der Teile nicht kennt.

Tritt aber sonst in nun feststehender Weise, sei es aus den eben dargelegten Gründen oder durch Seitenkräfte wie den Horizontalschub eines Gewölbes oder durch den Druck des Windes, eine exzentrische Belastung der Fläche ein, so ist es nötig, die zulässige Belastung im Schwerpunkt so weit herabzusetzen, daß auch die Kantenpressung unterhalb der zulässigen Grenzen bleibt.

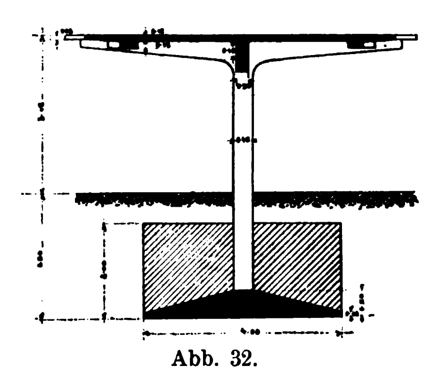


Abb. 32.

Eine Überschreitung der Grenze ist nur dann ungefährlich, wenn die durch sie herbeigeführte erhöhte Zusammendrückung des Bodens nicht zu einer weiteren Verschlimmerung des Zustandes führt, wenn vielmehr dieser Umstand auch die anderen Teile des Fundaments heranzieht und so in seiner Folge zu einer Entlastung bezw. zu einem Ausgleich der Belastung führt. Die diesbezügliche Rechnung bei hohen Kaminen hier anzuführen, würde zu weit führen, umsomehr als sie sich mit Eisenbeton in nichts von dem sonst üblichen unterscheidet. Von den ungemein häufig ausgeführten Beispielen dieser Art seien angeführt: Kamine des städtischen Elektrizitätswerks Wien,[1]) ein Kamin bei Paris in Issy-les-Moulineaux (Platte 20 auf 7,5 m trägt 450 t Kamin und je 240 t beiderseits Generatorengewichte), dann mehrere in Nantes sowie die meisten betoneisernen Kamine. Siehe hierüber weiteres in dem betreffenden Kapitel Band IV.

Die Plattenfundierung kann auch mit der darüber stehenden Säule baumartig verbunden und der Biegungspannung durch Belastung entgegengewirkt werden. Ein extremes Beispiel dieser Art zeigt Abb. 32, ein Ausstellungsobjekt Hennebiques bei einer Regionalausstellung in Lille.

2. Fundamentplatten unter den ganzen Bauwerken.

Wie eingangs erwähnt, ist es schon früh versucht worden, das Fundament eines Gebäudes durch eine zusammenhängende Betonplatte herzustellen und zwar mit Beton allein von massiven Abmessungen. Es wird nun ebenso wie bei den kleinen Platten versucht, diese entsprechend zu armieren, um sie verläßlicher und gleichzeitig nicht so massiv machen zu müssen. Diese Lösung ergibt sich auch aus den im vorangehenden besprochenen Einzelfundamenten unter Mauern und Säulen durch Ineinandergreifen, sobald die Verbreiterung eine genügend große werden soll. Im allgemeinen ist eine derartige Lösung nur dort am Platze, wo das Gebäude monolithisch hergestellt ist, also auch der Oberbau in Eisenbeton besteht, oder aber, wenn wenigstens der Schwerpunkt der Gebäudelast ohne Schwierigkeit mit dem der Tragfläche gedeckt werden kann. Bei Gebäuden aus Mauerwerk oder Stahlgerippen ist dagegen die durch die Einzelfundamente gegebene Beweglichkeit schon mit Rücksicht auf die kleinen Unterschiede in Setzung und vorübergehender Lastverteilung vorzuziehen und es verlangt demgemäß die Anordnung einer Platte unter dem Ganzen die größte Sorgfalt. Die statische Berechnung solcher Platten stößt auf unüberwindliche Hindernisse, wenn man die durch die verschiedene Belastung gegebene Bodenpressung und Durchbiegung berücksichtigen wollte.

[1]) Beton u. Eisen 1901, Heft I, Tafel II, Abb. 5; auch Zeitschrift d. Österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1901, Nr. 8.

Massive Platten. Ein ausgeführtes Beispiel einfachster Art zeigt die Platte, die beim Bau eines holländischen Forts (Abb. 33) von der Amsterdamer C. I. Werke ausgeführt war. Es wurde dabei versucht, mit einer Fundierung auszukommen, die oberhalb des höchsten Meeresspiegels bleibt, um mit der Fundierung nicht bis auf den höchst unverläßlichen nassen Sand herabzukommen. Die Platten hatten 1 m Breite und 25 cm Stärke und auf ihnen befanden sich Einzellasten von 23000 kg, oder 0,38 kg/cm² auf der Platte verteilt. Wenn wir daher das Eigengewicht der Platte mit 0,06 kg/cm² anschlagen, so betrug die Last des Bauwerks im ganzen 0,44 kg/cm². Die für diese große Last schwache Platte wurde ungemein kräftig doppelt armiert und es ist ein ganz besonderes Verdienst des holländischen Geniekorps, eine Belastungsprobe derselben in Naturgröße unternommen zu haben. Eine ausführliche Darstellung dieser Probe gibt L. Sanders in Beton u. Eisen 1902. Heft V, S. 16, bei welcher er die rechnerische Auffassung (Abb. 34) mit den Resultaten dieser Versuche vergleicht.

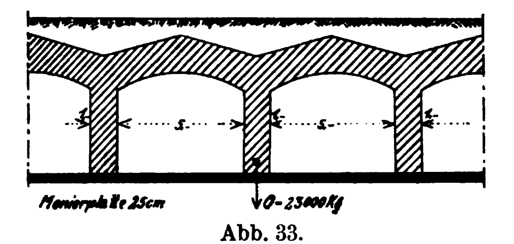


Abb. 33.

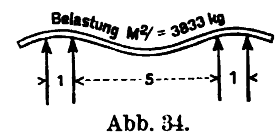


Abb. 34.

Einen Fall, der noch innerhalb der Möglichkeit einer genaueren Berechnung liegt, stellt das Fundament unter dem Turm des neuen Rathauses in Berlin[1]) dar, dessen Berechnung von Regierungsbaumeister K. Bernhard herrührt (Abb. 35). Man

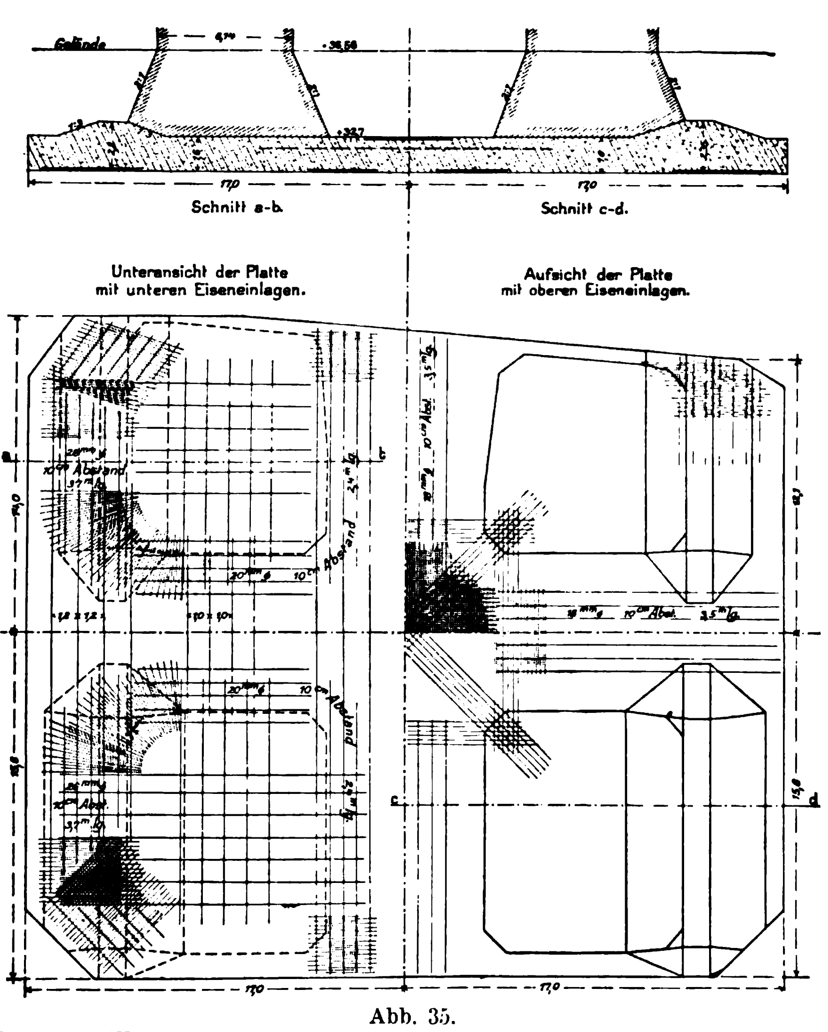


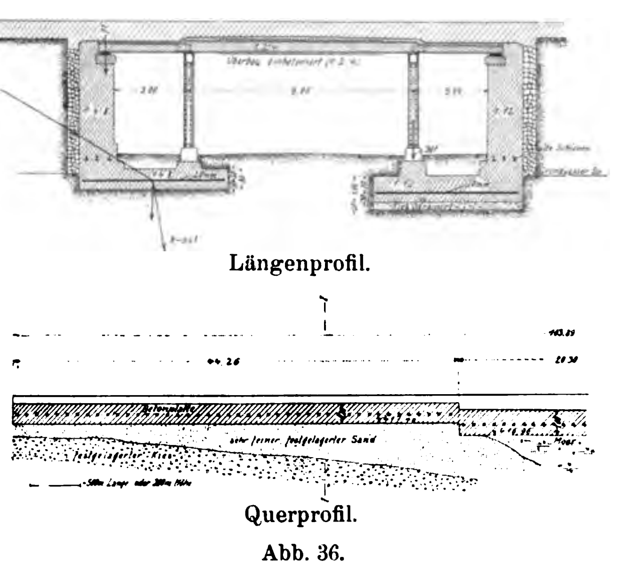
Abb. 35.

[1]) Deutsche Bauzeitung 1905 und Büsing u. Schumann. Der Portlandzement u. s. Anwendungen im Bauwesen, Berlin 1905.

war mit dem Fundament nur bis zum Grundwasserspiegel herabgegangen, der sich 4,3 m unter dem Straßenniveau befindet. Dort wurde die 34 × 29 m große Platte von 1,6 m Stärke verlegt und so blieb das weitere Herabgehen mit der üblichen Verbreiterung erspart, die selbst bei 60° tief unter das Grundwasser gelangt wäre. Die Last des Turmes beträgt 30000 t. Hierzu kommt die Last der Betonplatte und der Winddruck, die zusammen eine Randspannung von 3,5 kg/cm² hervorbringen, wie sie sich in Berlin wiederholt bewährt hat. Bei Berechnung wurde 20 kg/cm² Pressung im Beton und 1150 kg/cm² Zug im Eisen sowie 4,5 kg/cm² Haftfestigkeit zugrunde gelegt. Ähnliche Ausführungen finden sich bei allen Türmen, so z. B. bei den Wassertürmen, wie dem in Forest[1]), sowie den übrigen in diesem Buche angeführten Beispielen von Reservoiren und ähnlichen Ausführungen. In dem Falle des Wasserturmes in Forest kompliziert sich die Sache gegenüber Abb. 35 insofern, als zwei Reihen konzentrische Säulen auf der Platte stehen, also die Balken als unter 4 Punkte kontinuierlich durchgeführt gedacht werden müssen.

Bei Fundamentplatten, die Wasserreservoiren dienen, ist auf gute Ausbildung der Verbindung der Boden- und Seitenwände Rücksicht zu nehmen, da letztere, je nachdem die Behälter voll oder leer, verschiedene Momentwerte auf den Boden übertragen, sonst aber, d. h. im günstigen Sinne, unterläßt man es in solchen Fällen, auf die Kontinuität Rücksicht zu nehmen, rechnet die einzelne Platte mit $\frac{Pl}{10}$ $\left(\text{selbst } \frac{Pl}{8}\right)$ und die Auflagermomente mit $\frac{Pl}{12}$, armiert also für beide Fälle, um die Platte auch für den Fall einer zweifelhaften Kontinuität stark genug zu behalten, weil die Tatsache der Kontinuität an so viele Bedingungen geknüpft ist, daß ihr Zutreffen hier oft sehr unwahrscheinlich ist. Die Art der Armierung ist auch gewöhnlich eine so einfache ohne den bei Balken üblichen Querverband, daß in der Voraussetzung des Zusammenwirkens von Unter- und Obergurt und bei den damit zusammenhängenden Spannungswechseln doch eine wenn auch nicht notwendige Vorsicht wohl begreiflich ist.

Ein zweites einfaches Beispiel dieser Art zeigt uns die Abb. 36 das von der Firma Pittel u. Brausewetter ausgeführte neue Nelböckviadukt bei Salzburg.


Längenprofil.

Querprofil.

Abb. 36.

Die neue Nelböckbrücke in Salzburg ist eine Eisenbahnunterfahrt, 103,89 m lang, welche durch drei Oberlichter erhellt wird. Die Lichtweite beträgt 15 m, wovon 6 m für zwei Bürgersteige und 9 m auf die Straßenfahrbahn entfallen. Die Auflagermauern haben eine Stärke von 1,4 m und sind in Beton 1 : 4 : 8 hergestellt. Die Brückenfahrbahn besteht aus eisernen Trägern als eigentliche Tragkonstruktion, die dann mit Beton 1 : 6 ausgefüllt wurden, um die Einzellasten auf mehrere Träger zu verteilen und so mit gleichmäßig verteilten Lasten rechnen und die Gleise je nach Bedarf ohne Rücksicht auf die Trägerlage verschieben zu können. Rechnerisch wurden

[1]) Beton u. Eisen 1905, Heft II, Tafel III, S. 26.

sechs Träger zur Lastaufnahme herangezogen, während bei der Belastungsprobe zehn Träger Durchbiegungen zeigten.

Die Kgl. bayer. Staatsbahn hat folgende Vorkehrungen bei der Gründung der Brücke gutgeheißen. Das gesamte Gebiet ist ehemaliger Seeboden und infolgedessen durch verschiedene Anschwemmungen sehr verschieden gestaltet. Es wechseln Schotterlagen mit feinem Sande, blauem Schlier, Letten und Moor, welche alle mehr oder weniger mit verkohlten organischen Substanzen durchsetzt sind.

Als normale Fundierungstiefe war das Hinabgehen auf Kote 417,46 vorgesehen, mit einer Fundamentbreite von 2 m für die Auflager und 1,40 m für den Säulenunterlagsbeton. Nach Öffnung der Baugruben entschloß man sich, hiervon abzugehen und eine Betonplatte, gemischt 1 : 12, durchgehend aufzuführen in einer Breite von 6 m und einer Normalstärke von 0,80 m, mit Rundeiseneinlagen von 20 mm Durchmesser in einem gegenseitigen Abstande von 40 cm, eingelegt 30 cm über Fundamentsohle, um sie sicher in Beton einzubetten, welcher nicht durch den Schlamm des Untergrundes verunreinigt wird. Durch diese Vorkehrungen wurde die Fundamentpressung auf 1,15 kg/cm² heruntergedrückt.

An zwei Stellen mußte, wie auch aus Abb. 36 ersichtlich, tiefer gegangen werden. Der Untergrund bestand aus Schlier (Schwimmsand mit Letten), dessen Entfernung ziemliche Schwierigkeiten bereitete. Es mußte eine Pölzung mit senkrechten Posten vorgenommen werden durch Eintreiben von 3,5 m langen, 5 cm starken Dielen. Trotzdem rann dieses sehr wasserreiche Material zwischen den Fugen durch, und auch die Sohle hob sich unter dem Druck des umliegenden Materials fortwährend. In diesem Teile wurde 80 cm unter Normaltiefe gegangen und eine 30 cm starke Kieslage eingebracht, welche mit Rücksicht auf den darauf einzubringenden Beton drainiert wurde, um so durch Pumpen das Aufsteigen des Wassers und Auswaschen des mageren Betons zu verhindern.

Die vorgenommene Probebelastung durch aufgebrachte Schienen im Gewichte von 185 t auf einen Streifen von nur 5 m zeigte keine meßbare Setzung.

Bemerkenswert wäre noch die Entwässerung der Baugrube durch einen bis auf Schotter getriebenen Brunnen, welcher die Baugrube durch eine Zentrifugalpumpe mit etwa 18 Sek./l trockenlegte.

Dort, wo es nicht angeht, die Lasten in eine statisch so einfache Form aufzulösen, führt man jene trotzdem auf diese einzig mögliche Näherung zurück. Man denkt sich also die Platte in verkehrter Stellung und auf sie den Erddruck als Belastung wirksam. Man darf dabei jedoch nicht übersehen, daß das Eigengewicht der Platte und alle Zusatzkräfte, die nicht als Stützdrücke, d. h. Pfeilerlasten auftreten, nicht mitzuzählen sind, da sie nur auf den Boden, aber nicht auf die Platte wirken. Dadurch wird die Berechnung solch einer Platte mit der eines Oberbodens ähnlich, bei welchem die Auflagerdrücke gegeben sind und für welchen eine ihnen entsprechende, tunlichst gleichmäßige Last zu bestimmen ist. Eine Schwierigkeit liegt hierbei insbesondere bei den Unterzügen dieser Querplatte vor, da diese bei einer wirklich gleichmäßigen Setzung keinerlei Anhaltspunkte geben für die auftretenden Momente und für die Berechnung der Längsarmatur. Es bleibt ihnen vielmehr jene Rolle zugewiesen, die der Längsbalken in einem liegenden Rost spielt, das ist die einer Grundschließe und eines Längsverbandes. Man muß jedoch berücksichtigen, daß sich auch in dieser Richtung hin der Druck an bestimmten Orten konzentriert und so den gemachten statischen Vergleich weiter ausbilden hilft, als ob an diesen Punkten Einzelstützen vorhanden wären, dies gilt insbesondere von Mauern, die durch Fenster mit Zwischen-

pfeilern unterteilt sind (siehe Abb. 40), sowie von Ecken und Quermauern. Je statisch bestimmter dies anzuordnen geht, desto besser für die Wirkungsweise. Während also die Querplatte so armiert werden kann wie jede andere kontinuierliche Platte, so gilt es hier, jene Punkte herauszufinden, bei welchen ein solcher Spannungswechsel eintreten könnte, und die Unterzüge danach zu armieren. Eine vorbedachte Armatur zwingt dann den fertigen Bau, insofern er dann gewisse, für den Zug weniger widerstandsfähige Stellen besitzt, sich dieser Form anzupassen, jedenfalls sind alle Teile des Unterzuges, für die keine ausgesprochene Durchbiegungsrichtung vorliegt, dementsprechend beiderseits zu armieren, sowohl für eine konkave, als auch für eine konvexe Durchbiegung.

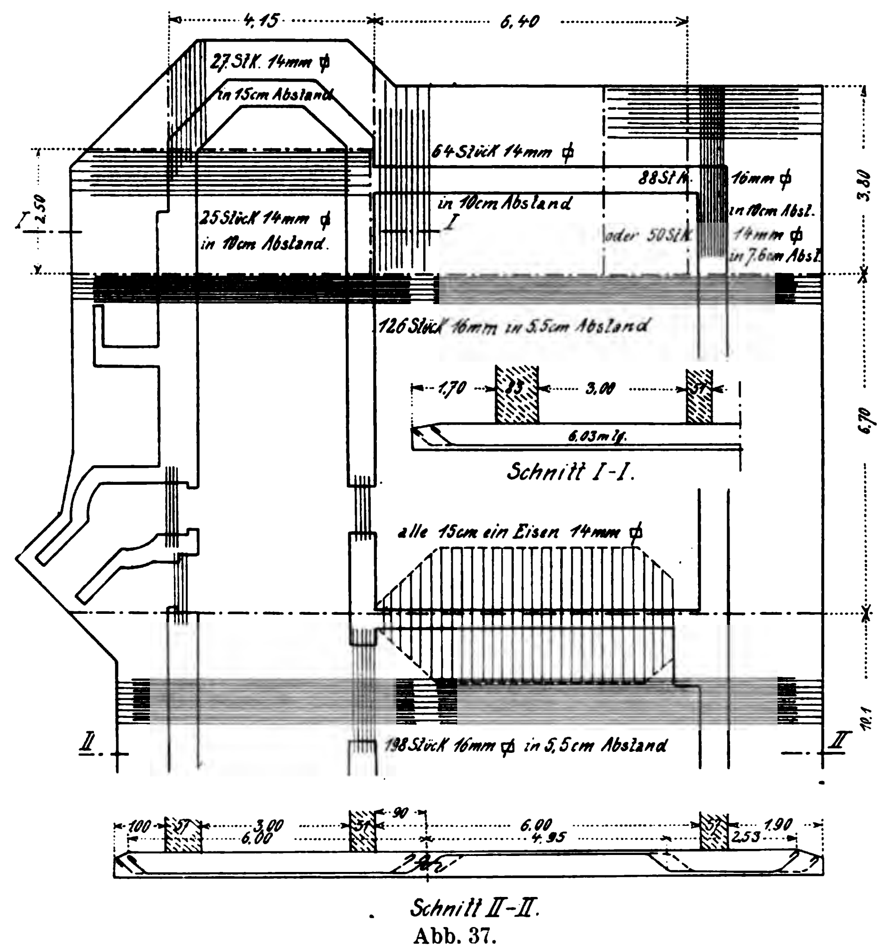


Abb. 37.

Die gleichmäßig starke Platte stellt das erste Stadium der Entwicklung aus der Betonplatte dar, mit der sie die nahezu gleichmäßige Dicke gemeinsam hat. Die innerhalb der Platte gelegten Armaturen befolgen bereits den erwähnten Gedankengang, indem sie durch einen Rost von Längsarmaturen den Druck der Mauern auf die Platte gleichmäßig verteilt zu erhalten suchen, während eine Reihe von Querarmaturen vermittelnd zwischen diesen und dem Bodendruck eingreifen. Beispiele dieser Art finden sich in Hamburg beim Geschäftshause Elbhof mit einer 75 cm starken Platte und bei einem Geschäftshause in Stuttgart mit einer 50 cm starken Platte, beide ausgeführt von Wayss u. Freytag, wobei letztere einen Bodendruck von 0,7 kg/cm^2 zeigt. Über die Berechnung der zwei Platten schreibt Professor Mörsch in seinem

Buche „Der Eisenbetonbau“ mit bezug auf die dort gegebenen Pläne folgendes: „Die statischen Verhältnisse liegen meist nicht ganz klar, so daß man etwas ungünstiger rechnen und einen gewissen Überschuß an Eisen einlegen muß“. Er meint ferner, daß man sich, wenn der Schwerpunkt von Last und Fläche nicht übereinstimmt, auch mit etwas verschiedenen Bodendrücken unter den einzelnen Abteilen helfen kann. Einen zweiten Fall dieser Art zeigt uns die nach dem System Eggert (Abb. 37) gebaute Realschule für Wilhelmshaven. Der hier wiedergegebene Grundriß ist nur ein Flügel des großen **U**-förmigen Gebäudes, jedoch durchaus kennzeichnend für die ganze Anlage, die auf eine in den verschiedenen Zwischenräumen wechselnde Durchbiegung berechnet ist. Es wird angenommen, daß unter jeder Mauer oder unter zwei nahen Mauern eine größere Senkung eintritt und ergibt sich so die Form der elastischen Linie.

Eine besondere Wichtigkeit besitzt diese Fundierungsmethode in Bergbaugegenden, wie einige Beispiele, die von Rella u. Neffe-Wien ausgeführt wurden, erläutern sollen.



Abb. 38.

Bei der 1902 erbauten Realschule in Osseg stieß man auf eine wasserführende Schwimmsandschicht, die jedoch verdämmt werden konnte. Da Bewegungen nicht ausgeschlossen blieben, so wurde eine das ganze Gebäude unterstützende Platte aus Beton 1 : 6, 45 cm stark, ausgeführt und nach beiden Richtungen mit 14 mm-Eisen in Abständen von 10 cm armiert. Im selben Jahre wurde auch in dem nachbarlichen, durch Schwimmsandkatastrophen von 1896 bekannten Terrain das Kanzleigebäude des Brüxer Bergbau-Vereins in ähnlicher Weise fundiert. Die Fundamente wurden durchgehend 1 m stark und für die Mittelmauer in Streifen von 2,50 m, für die Haupt- und Stirnmauern 1,90 m und für die Zwischenmauern 1 bis 1,20 m doppelt armiert. — Die Armierung bestand aus alten Hundebahnschienen (5 kg für 1 m), die in 30 bis 40 cm Entfernung voneinander in der Längsrichtung der Fundamente verlegt wurden. Die Armatur bildet so einen Rost innerhalb der Fundamentplatte. — Der Beton wurde im Mischungsverhältnis 1:4:4 hergestellt. Abb. 38 zeigt uns den Bau in seinen ver-

schiedenen Stadien der Herstellung, Anordnung der Mischbühne und den verlegten Armaturen.

Als drittes Beispiel aus dieser Gegend sei noch die Ofenhausfundierung in der Porzellanfabrik in Ladowitz angeführt.

Denselben Verhältnissen hatte die Firma beim Theaterbau in Mährisch-Ostrau zu begegnen, wo mit der Möglichkeit des Auftretens von Bingen zu rechnen war, das sind plötzlich auftretende Trichter in dem unterminierten Terrain, in die ein kleines Häuschen hinein verschwinden kann. Die Rechnung wurde hier mit der Annahme durchgeführt, daß unter der Platte (25 × 40) sich eine Höhlung von 12 m Durchmesser bilden könnte. Dieselbe wurde 1 m stark gemacht und mit 20 mm-Rundeisen nach zwei Richtungen armiert. Der Bodendruck betrug 0,76 kg/cm². Schließlich sei noch die 1905 von A. Vetterlein u. Co. in Glauchau erbaute Villa des Generaldirektors der Herzoglich Pleßschen Bergwerksdirektion in Schloß Waldenburg und der nach System Eggert erbauten 40 cm starken Fundamentplatte des Bureaus der Donnersmarkhütte, beide in Schlesien, erwähnt. Die Zahl der Beispiele aus Bergwerksgegenden des Rheinlandes, Belgiens usw. ließe sich beliebig lang fortsetzen.

Plattenbalken mit oberer Platte. Es liegt nahe, an Stelle der massiven Betonplatte auch zu Fundamentzwecken sich des Plattenbalkens zu bedienen, mit dem sich bei der gleichen Betonmenge eine größere Biegungsfestigkeit erzielen läßt. Als Beispiel dieser Art von Fundamentplatten sei in Fortsetzung des oben genannten ein weiterer Bau, System Eggert, angeführt (Tafel I, Abb. 5), das medizinische Warenhaus in Berlin, wobei die Anordnung so getroffen wurde, daß dieselbe deutlich in eine Reihe von Längsträgern zerlegt ist, zwischen denen dann die Platte angeordnet wurde. Die Tafel I zeigt den Grundriß und die Ausbildung des Längsträgers *B* mit den Querplatten, die durchaus mit 16 mm Rundeisen armiert sind. Hierbei wurde der Berechnung ein Bodendruck von 0,85 kg/cm² zugrunde gelegt. Dieses Prinzip hat auch Hennebique bei Bauten dieser Art angewendet, jedoch mit der Abweichung, daß das Traggerippe in ein Netzwerk aufgelöst wird, das mit dem Grundriß der Häuser in Übereinstimmung gebracht ist.

Denken wir uns an den Eckpunkten Unterstützungen durch Betonpfeiler angebracht, so kommen wir bereits ins Gebiet der Tiefgründungen, bezw. in die einfachste, dort einleitend behandelte Form der Fundamentbalken. Es ist aber keinesfalls nötig, sich durch eine derartige Unterstützung die ganze Last übertragen zu denken. Es kann vielmehr die Fundierung noch als ein Mittelding beider Lösungen gedacht werden, wo die eine Form die andere entlastet und man so zu einem Ausgleich gelangt, den das Bauwerk in sich und mit der in der Natur der Sache gelegenen Berücksichtigung der Materialfestigkeit vollzieht. Mit dieser gewiß unklaren Aufteilung einerseits geht aber eine statische Klärung anderseits Hand in Hand, die willkommen ist. —

Von den ersten Arbeiten Hennebiques sei der Platten in Chôlet und Roubaix, letztere bei einem Kohlensilo, gedacht; 1896 baute er in Nantes bereits ein Haus auf so einer Platte ganz in Eisenbeton und in Rouen eine Badeanstalt. Die späteren Verzeichnisse seiner Ausführungen[1]) erwähnen mehrfach Ausführungen in Nantes, dessen Boden hierzu besonders geschaffen zu sein scheint; bekannt sind ferner das Palais de costume der Ausstellung 1900 und eine nicht aufzählbare Reihe von Bauten auf der ganzen Welt von allen möglichen Firmen; in dem Maße ist gerade dieses Anwendungsgebiet des Eisenbetons allgemein geworden. Man muß dabei auch bedenken, daß diese Anwendung des Betons die älteste ist und nirgends Widerspruch gefunden hat. Greifen wir einige Beispiele aufs Geratewohl heraus, so z. B. einige Bauten der Firma Westermann u. Co.

[1]) Relevé des travaux système Hennebique, jährlich seit 1894.

Dieselbe hat 1902 die k. k. Bezirkshauptmannschaft in Feldkirch erbaut, die sich ganz, sowie das daran angebaute Vorarlberger Landesmuseum, das sich zur Hälfte auf Seesand befindet. In diesen zwei Fällen entschloß man sich, nachdem eine Pfählung wegen der großen Tiefe des festen Grundes (über 15 m) nicht ausführbar war, das ganze Gebäude auf eine Betonplatte zu stellen. Die Fundationsplatte wurde im Oktober 1902 bei Tiefwasserstand ausgeführt und bot keinerlei Schwierigkeiten. Die Platte ist 10 cm stark und hat unter den Hauptmauern Verstärkungen bis 50 cm, die größte Bodenpressung ist auf etwa 0,8 kg/cm² berechnet. Der Aushub in etwas lehmiger Schicht war derartig ausgeführt, daß die Eisen direkt verlegt werden konnten und daß ohne Herstellung einer besonderen Unterlage direkt auf das Erdreich betoniert werden konnte. Die ganze Arbeit war in etwa 3 Wochen beendet und 1 m² Fundationsplatte kostete etwa 40 Kr. Beim Bau des Landesmuseums konnte die eine Hälfte des Gebäudes, weil auf tragfähigem Boden stehend, auf gewöhnliche Weise fundiert werden.

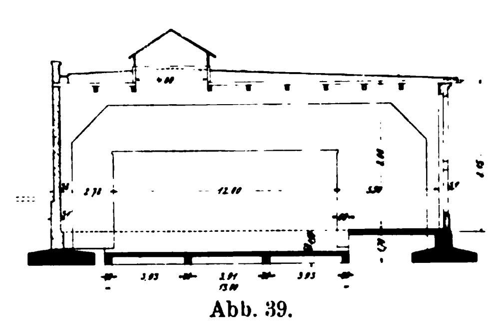


Abb. 39.

Beide Häuser erhielten durchweg Eisenbetondecken und haben sich nach Fertigstellung, offenbar durch Zusammendrückung des Bodens ziemlich gleichmäßig um 5 cm gesenkt. Es sind aber keinerlei Risse oder anderweitige ungleichmäßige und daher unangenehme Setzungen vorgekommen.

Ganz ähnliche Bodenverhältnisse finden sich beim Fabriketablissement der A.-G. Heine u. Co. in Arbon am Bodensee. Dieses Etablissement besteht aus drei großen mechanischen Stickereifabriken, einer großen Bleicherei und Appretur, sowie einer Anzahl Nebengebäude. Zum Antrieb der zahlreichen Motoren, der elektrischen Beleuchtung und zur Heizung sämtlicher Räume wurde dann eine große Kraftzentrale erbaut. Sämtliche Gebäude sind auf Stahlroste gebaut und mit Eisenbetondecken versehen. An Stelle der Pfählung wurde vorgeschlagen, die sich im Jahre 1905 als notwendig ergebende Vergrößerung der Kraftzentrale auf Eisenbetonplatten zu fundieren.

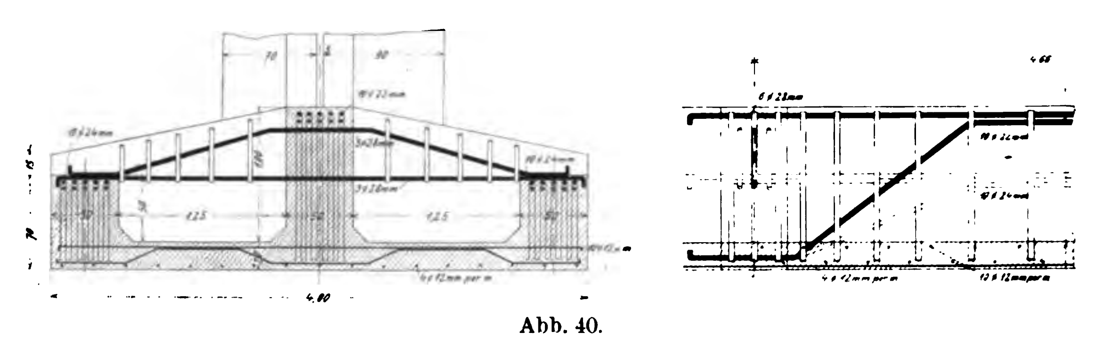


Abb. 40.

Das von Hennebique vorgelegte Projekt einer durchgehenden Platte unter den Umfassungsmauern und Kesseln fand nicht den Beifall des bekannten Gutachters, Herrn Oberst Locher (Erbauer des Simplontunnels). Seinem Vorschlage gemäß wurde unter den Umfassungsmauern eine eigene Platte angeordnet, die von der unter den Kesseln auszuführenden Platte vollständig getrennt wurde (Abb. 39 bis 42).

Die Ausführung dieser Eisenbetonarbeiten erwies sich nicht als so einfach wie in Bregenz, da die Bodenverhältnisse viel schlechter waren. Infolgedessen mußte erst

ein Steinbett und darauf eine leichte Stampfbetonunterlage gemacht werden. Einige Schwierigkeiten bot noch der Anschluß an das bestehende Gebäude (auf Pfählen fundiert) und ist auch nicht ganz gelungen insofern, als die Setzungen in beiden Gebäudeteilen nicht gleichmäßig geschahen.



Abb. 41.

Die Trennung der Kessel- und Gebäudefundamente hier, ebenso wie in Abb. 16a und 45 muß als nachahmungswert bezeichnet werden. Diese ist bei Maschinenfundamenten, insbesondere dort eine Notwendigkeit, wo es sich darum handelt, Setzungen von dem einen, Erschütterungen von dem andern gegenseitig fernzuhalten.[1]) Die Berechnung der Kesselplatte bietet nichts interessantes. Es sei nur auf die Umkehrung im Vergleiche zu Abb. 45 aufmerksam gemacht.

Die Fundationsplatte wurde nun in der Weise ausgeführt, daß sie, als starker Träger gedacht, von unten durch die Bodenpressung beansprucht, eine bis 4 m breite Platte zur Druckverteilung besitzt, die an den äußeren Enden durch Rippen gestützt wird, welche vom mittleren Hauptträger aus mittels Konsolen gehalten werden. Die Hauptträger sind alle 4,66 m durch die Pfeiler der Dachkonstruktion unterstützt. Das neue Gebäude hat 38 m auf 21 m und die Kesselplatte 17 m auf 13 m.



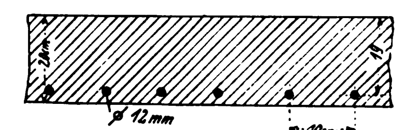
Abb. 42.

Statische Berechnung des Fundamentes einer Mauer (Abb. 39 bis 41).

Bodendruck im Maximum 1 kg/cm².

Die Belastung durch das Dach, die Mauer und das Fundament beträgt 40 000 kg/m. Die notwendige Fundamentbreite beträgt daher $\frac{40\,000}{100 \cdot 1} = 4$ m.

Zu 1.



1. Platte zwischen den Trägern.

$$l = 1{,}25 + \frac{0{,}25}{2} \times 2 = 1{,}5 \text{ m}$$

$$M_{max} = \frac{1}{10} \times 10000 \times 1{,}5^2 \times 100 = 225\,000 \text{ kgcm}$$

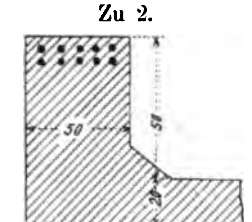
[1]) Beton u. Eisen, 1902.

für 10 R.-E. 12 mm ist $f_e = 11{,}31$ cm² für 1 m und $h = 19$ cm

$$x = \left(\sqrt{\frac{2 \times 100 \times 19}{15 \times 11{,}31} + 1} - 1\right) \times \frac{15 \times 11{,}31}{100} = 6{,}6 \text{ cm}; \quad \frac{x}{3} = 2{,}2 \text{ cm}$$

$$m = h - \frac{x}{3} = 16{,}8 \text{ cm} \qquad \sigma_e = \frac{225\,000}{11{,}31 \times 16{,}8} = 1180 \text{ kg/cm}^2 \qquad \sigma_b = \frac{2 \times 225\,000}{100 \times 6{,}6 \times 16{,}8} = 40{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

Zu 2.



2. Randträger.

$l = 4{,}66$ m

$p = 1{,}13 \times 10000 = 11\,300$ kg/m

$$M = \frac{1}{10} \times 4{,}66^2 \times 11\,300 \times 100 = 2\,450\,000 \text{ kgcm}$$

10 R.-E. 24 mm $f_e = 45{,}22$ cm²

$h = 65$ cm $\quad x = 47{,}4$ cm $\quad \frac{x}{3} = 15{,}8$ cm $\quad h - \frac{x}{3} = 49{,}2$ cm

$\sigma_e = 1150$ kg/cm² $\quad \sigma_b = 42$ kg/cm²

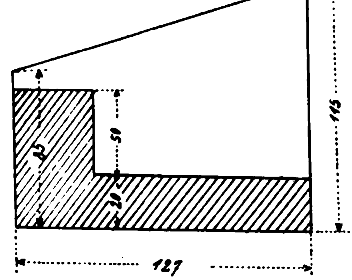
Max. Querkraft $= 23\,500$ kg

$$\text{Max. Schubspannung } \tau_0 = \frac{23\,500}{49{,}2 \times 75} = 7{,}2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Abstand des ersten Bügels vom Auflager} = \frac{1920}{50\,(7{,}2 - 4{,}5)} = 14 \text{ cm}$$

Anzahl der Bügel (30/2) = 15 für 1 Träger

Zu 3.



Zu 3.

50

6 ⌀ 22 mm

10 ⌀ 12 mm per 1 m

3. Mittelträger.

$l = 4{,}66$ m $\quad p = 17\,500$ kg/m

$$M = \frac{1}{10} \times 17\,500 \times 4{,}66^2 \times 100 = 3\,700\,000 \text{ kgcm}$$

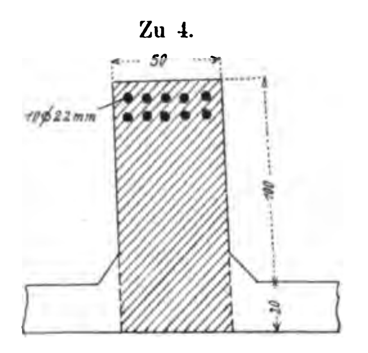
10 R.-E. 22 mm $f_e = 38{,}01$ cm² $\quad h = 113$ cm

$$x = \left(\sqrt{\frac{2{,}50 \times 113}{15 \times 38{,}01} + 1} - 1\right) \times \frac{15 \times 38{,}01}{50} = 39{,}6 \text{ cm},$$

$$\frac{x}{3} = 13{,}2 \text{ cm}$$

$h - \frac{x}{3} = 99{,}8$ cm $\quad \sigma_e = 960$ kg/cm² $\quad \sigma_b = 36{,}5$ kg/cm².

Zu 4.



4. Konsolträger.

$l = 127{,}5$ cm

$p = 46\,600$ kg/m

$$M = \frac{1}{2} \times 46\,600 \times 1{,}257^2 \times 100 = 3\,780\,000 \text{ kgcm}$$

$f_e = 28{,}5$ cm² $\quad h = 111$ cm $\quad x = 17{,}8$ cm

$\sigma_e = 1260$ kg/cm²

$\sigma_b = 16{,}2$ kg/cm².

Die Dachkonstruktion ist aus Eisenbeton und ruht auf Hauptträgern in Abständen von 4,66 m mit 19 m freier Spannweite. Diese Hauptträger liegen auf mit starken Konsolen versehenen Pfeilern. Abb. 42 stellt den fertigen Bau dar.

Die Eisenbetonarbeiten wurden in etwa drei Monaten hergestellt. Die Kosten der Gründung beliefen sich auf etwa 35 000 Francs.

Im Sommer 1906 hat dieselbe Firma weitere drei Fundationsplatten in St. Gallen ebenfalls auf sehr schlechtem Terrain ausgeführt, und zwar für das Papiermagazin der Herren Huber u. Co., für das Geschäftshaus des Herrn Fenkart (Tafel I, Abb. 4)

und für das kaufmännische Vereinshaus. Dieselben sind in ganz ähnlicher Weise hergestellt, nur entsprechend stärker gehalten, da Häuser große Nutzlasten aufzunehmen haben. Einige Abweichungen bietet nur die Gründung des Hauses Fenkart (Abb. 43 und Tafel I Abb. 4) da hier Vertiefungen für Heizung und Aufzug angeordnet werden mußten, auch mußte der Träger unter der Brandmauer mit Rücksicht auf eine mögliche größere Tiefe des Kellers des später zum Anbau gelangenden Nebengebäudes erheblich tiefer gelegt werden.



Abb. 43.

Sämtliche drei Fundationsplatten sind auf Steinbett- und Stampfbetonunterlage ausgeführt und beträgt der Durchschnittspreis 45 bis 50 Francs für 1 m².

Als letztes Beispiel sei noch die von Maciachini erbaute Platte in Rapollo unter dem Schloß Balbi-Piovera (Abb. 44) erwähnt, weil sie sich innerhalb der Gezeitenhöhe befindet, teilweise in Felsen eingehauen.

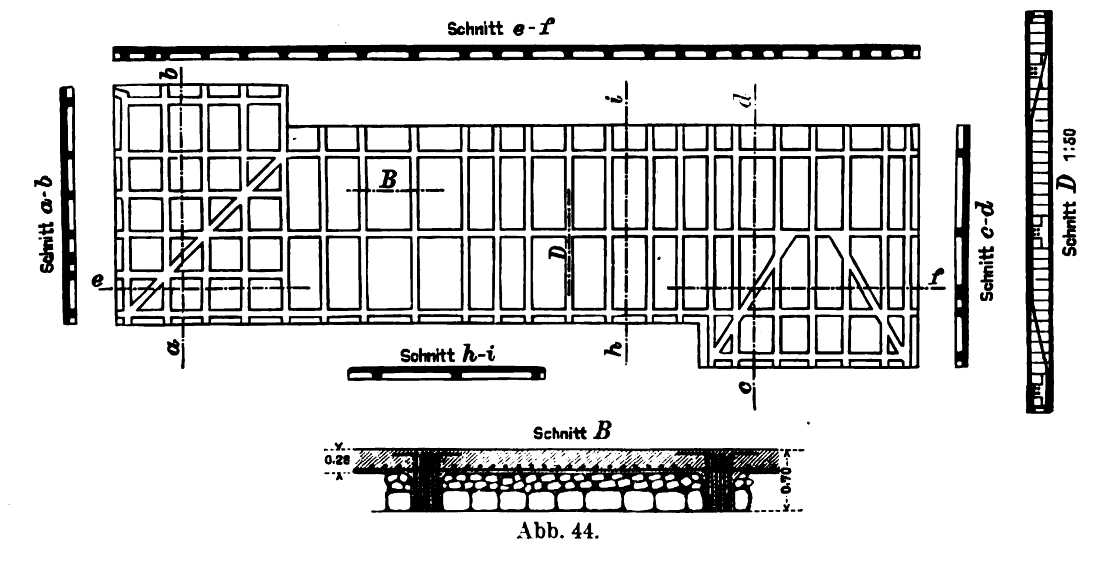


Abb. 44.

c) Plattenbalken mit unterer Platte. Da wir es hier mit einem kontinuierlich wirkenden Balken zu tun haben, so ist es vom statischen Standpunkte aus unwesentlich, ob die Platte oben oder unten an die Rippen angeschlossen ist. Es ist nur wichtig, daß die Rippe hinreichende Breite besitzt, um auch in ihrem nicht verstärkten Teile als Druckgurt zu wirken. Hat man also auf der Zugseite einen Eisenquerschnitt an-

genommen und will man das Spannungsverhältnis 40/1200, dem 0,54 vH. Armatur entspricht, aufrecht erhalten, so ergeben sich folgende Abmessungen: das Moment für die Breite B ist $M = \frac{5}{6} \cdot h\, F_e\, 1200$, also der nötige Eisenquerschnitt $F_e = \frac{M}{1000 \cdot h}$ und ferner die Breite der Rippe $b = \frac{100\, F_e}{0{,}54\, h} = \frac{M}{5{,}4 \cdot h^2}$, worin h die nutzbare Höhe der Rippe bedeutet.

Ein einfaches Beispiel mit Platte unten zeigt uns Abb. 45, ein Kesselhaus in Rainham (Essex). Bei demselben wurden die Mauern soweit als nötig mit solchen Mauerfüßen versehen und außerdem die Kesselfundamente auf eine Platte verlegt, 12,2 m im Gevierte, die mit 6 hohen Rippen versehen war, welche die Untermauerung der Kessel tragen. Die Platte hatte eine Last zu tragen, die gleichmäßig verteilt 3 kg für 1 cm² entsprach. Auch in diesem Falle handelte es sich darum, die höhere Tragfähigkeit einer oberen Erdschicht auszunutzen, unterhalb welcher sich wasserführende und nicht tragfähige Schichten befinden.

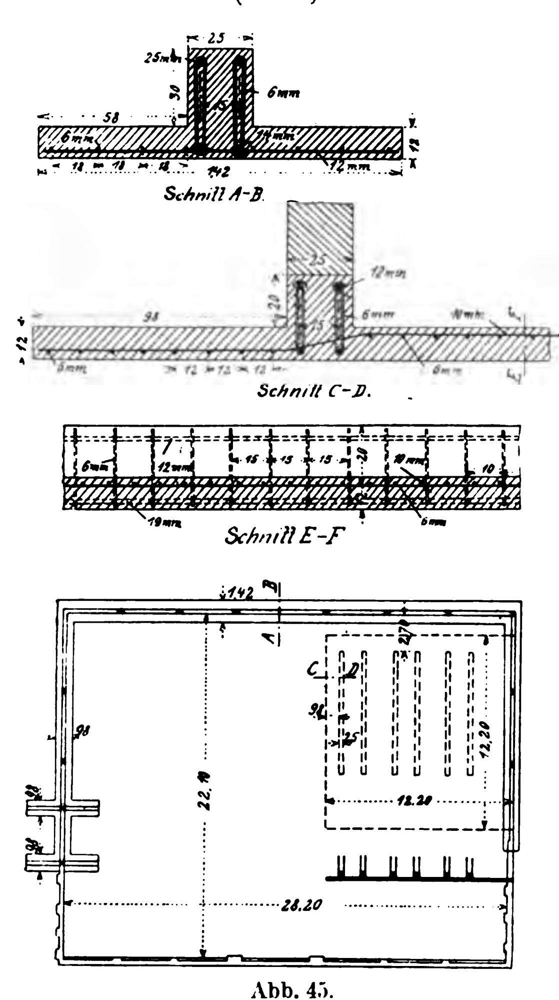


Abb. 45.

Vergleichen wir die Kosten der beiden Lösungen mit Platte oben und unten, so wird sich für die obere Platte nur dann ein Vorteil ergeben, wenn es möglich ist, den Aushub zu beschränken und die Platte gleich als Kellerfußboden zu benutzen. Die untere Platte ist die näherliegende Lösung, sobald es sich um Bauten handelt, die zeitweilig unter Wasserdruck stehen, wie wasserdichte Keller; diese Bauweise hat sich aus der älteren Form der verkehrten Gewölbe logisch entwickelt, von denen uns der wasserdichte Keller Abb. 52 ein gutes Beispiel in Eisenbeton gibt. Man wird auch heute noch zu der Gewölbeform als beste Lösung dort greifen, wo es sich um Bekämpfung großen Bodenauftriebes oder großer Spannweiten handelt, weil dann die immer vorhandene Ökonomie des Gewölbes besonders deutlich zum Ausdruck kommt. Es sei hierzu gleich auf die Fundamente von Reservoiren unter bezug auf das betreffende Kapitel verwiesen. Voutenartige Platten eignen sich gleichfalls gut für diese Aufgabe durch ihre gute Verbindung zwischen Träger und Platte zur Aufrechterhaltung der Kontinuität.

Ein Beispiel, das verschiedene Varianten der Ausführung umfaßt, bietet sich uns in den von Herrn Ingenieur Deimling entworfenen Fundamentplatten (Tafel I, Abb. 1 und 2) dar.

Die Gebäude sind von der Aktien-Gesellschaft für Hoch- und Tiefbauten zu Frankfurt a. M. im Auftrage der Pfälzischen Mühlenwerke Schifferstadt A.-G. am Industriehafen in Mannheim Ende 1900, und zwar im Zeitraum von 4 Monaten erbaut worden. Sie umfassen ein Magazin 30 bis 25,5 m und ein Maschinenhaus 73,8 auf 21 m, das die Reinigung und die Mühle enthält.

Die Fundierung sämtlicher Gebäude besteht aus durchgehenden eisenarmierten Platten, die durchschnittlich mit Unterkante 1,50 m unter Terrain liegen und durchweg auf 4 bis 5 m hoch geschütteten, seit etwa 5 bis 6 Jahren aufgebrachtem Kiese ruhen. Darunter ist eine Lage von 60 bis 70 cm Humus auf gewachsenem Kies.

Die Druckverteilung der Säulen auf die Grundplatte ist durch Rippen oder Grundgewölbe erzielt. Die äußeren Rippen sind zur Aufnahme von Biegungsspannungen armiert, die inneren nicht. Wo tiefer anzulegende Fundamente wegen Unterkellerung oder am Maschinenhause bedingt waren, ist der Übergang von Platten in das tiefere Fundament durch Abstufungen ausgeglichen.

Die Armatur der Platten ist eine doppelte. Die Herstellung erfolgte schichtenweise in der Art, daß direkt auf dem festgerammten Kiese die Eisen der unteren Schicht aufgelegt und geflochten wurden.

Untergelegte Backsteinstücke brachten die Eiseneinlage etwa 6 cm hoch über den Kies und gestatteten eine vollständige Umhüllung durch den erst in dünneren Schichten von etwa 10 cm aufgebrachten Beton.

Zum besseren Verbande der einzelnen Schichten unter sich und zur Sicherung gegen horizontale Schubkräfte sind in den frischen Schichten von 20 cm Höhe in Abständen von 50 cm etwa 5 cm tiefe Löcher mit kräftigen Stampfern, so daß die Löcher den Querschnitt der Stampfer haben, eingeschlagen worden, so daß die obere Plattenschicht zapfenförmig in die untere eingreift.

An den Stellen, wo die Rippen durchlaufen, ist die Platte nicht in voller Stärke betoniert, sondern nur bis zur obersten Schicht, damit die Rippe, welche später hergestellt wurde, durch die durchlaufende obere Eiseneinlage in festen Verband mit der Platte kommt.

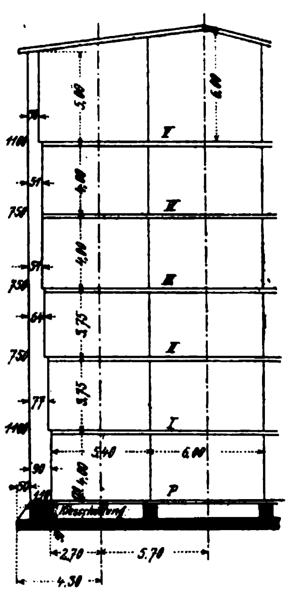


Abb. 46.

Statische Berechnung der Fundamentplatte.

A. Mühlengebäude. (Abb. 46 und Tafel I Abb. 2).

1. Belastung eines Außenfeldes.

Dach $300 \times 3{,}50 \times 3{,}20$		= 3 400 kg
Erdgeschoß und IV. Obergeschoßdecke $2 \times 1100 \times 3{,}50 \times 2{,}9$		= 22 300 „
I. bis III. Obergeschoßdecke $3 \times 750 \times 3{,}50 \times 2{,}95$		= 23 300 „
Mauer $1600 \times 3{,}5 \times 0{,}61 \times 24{,}50$	= 83 500	
abzüglich Fenster $1600 \times 1{,}5 \times 0{,}61 \times 19{,}50$	= 28 500	= 55 000 „
		104 000 kg.
Erdgeschoßfußboden einschl. Nutzlast $3{,}5 \times 2{,}7 \times 1000$		= 9 500 kg
Kiesauffüllung $1800 \times 1 \times 2{,}7 \times 3{,}5$		= 17 000 „
Fundamentplatte $2400 \times 0{,}5 \times 3{,}5 \times 4$		= 16 800 „
Fundamentrippen $(3{,}5 \times 1 + 2{,}7 \times 0{,}6) \times 2400 \times 1$		= 12 300 „
	zusammen	159 600 kg.

Beanspruchung des Bodens $k = \frac{159\,600}{3{,}5 \times 4{,}3} = 10\,600$ kg/m², für 1 cm² = 1,06 kg/cm².

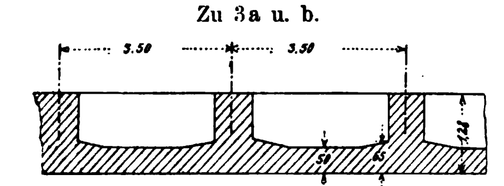
2. Belastung eines Mittelfeldes.

Dach $300 \times 5{,}7$	$= 1\,710$ kg
Erdgeschoß und IV. Obergeschoß $2 \times 1100 \times 5{,}7$	$= 12\,540$ „
I. und III. Obergeschoß $3 \times 750 \times 5{,}7$	$= 12\,825$ „
Erdgeschoßfußboden einschl. Nutzlast $1000 \times 5{,}7$	$= 5\,700$ „
Kiesauffüllung $1800 \times 5{,}7$	$= 10\,260$ „
Fundamentplatte $2400 \times 0{,}5 \times 5{,}7$	$= 6\,840$ „
Fundamentrippen $2400 \times 0{,}6 \times 1 \times 3{,}5$	$= 5\,040$ „
$2400 \times 0{,}6 \times 0{,}6 \times 5{,}7$	$= 4\,920$ „
zusammen	$59\,835$ kg

$$k \text{ für } 1\ \text{m}^2 = \frac{59\,835}{5{,}7} = 10\,500\ \text{kg} = 1{,}05\ \text{kg/cm}^2.$$

3. Berechnung der Platte.

Zu 3a u. b.



$l = 3{,}50.$

Gesamtbelastung des Gebäudes (ausschl. der Fundamentplatte und Rippen sowie Auffüllung und Nutz- und Eigenlast des Erdgeschoßfußbodens, da entgegenwirkend) $= 104\,000$ kg

$$\text{auf } 1\ \text{m}^2 = \frac{104\,000}{3{,}5 \times 4{,}3} = 6920\ \text{kg/m}^2.$$

a_1) Außenstück an der Fassadenmauer.

$$M = \frac{6920 \times 3{,}50^2}{20} = 4240\ \text{mkg} \qquad h_1 = 0{,}69\sqrt{4240} = 45\ \text{cm}.$$

Plattenstärke = 50 cm

Spannung im Beton $\sigma_b = 20$ kg/cm² $\quad F_e = 0{,}16\sqrt{4240} = 10{,}4$ cm², $\quad \sigma_e = 1000$ kg

auf 17 cm 1 R.-E. 15 mm

a_2) Dieselben Felder am Auflager.

$$a_1 \quad M = \frac{6920 \times 3{,}5^2}{10} = 8500\ \text{mkg}$$

$$h_1 = 0{,}65\sqrt{8500} = 60\ \text{cm}$$

(Voute) Plattenstärke am Auflager 65 cm; $\sigma_b = 21{,}5$ kg/cm²

$$F_e = 0{,}168\sqrt{8500} = 15{,}5\ \text{cm}^2$$

auf 16 cm 1 R.-E. 18 mm
oder auf 20 cm 1 R.-E. 20 mm.

b_1) Inneres Stück unter den Mittelsäulen.

Gesamtlast für 1 m Breite und 5,7 m Länge, nur Gebäudelast abzüglich der entgegenwirkenden Kräfte = 27 100 kg

$$\text{für } 1\ \text{m}^2 = \frac{27\,100}{5{,}7} = 4760\ \text{kg} \qquad M = \frac{4760 \times 3{,}5^2}{20} = 2920\ \text{mkg} \qquad h_1 = 45\ \text{cm};\quad \sigma_b = 16\ \text{kg/cm}^2$$

$$F_e = 0{,}13\sqrt{2920} = 7{,}02\ \text{cm}^2$$

auf 24 cm 1 R.-E. 15 mm oder auf 16 cm 1 R.-E. 12 mm.

b_2) Dieselben Felder am Auflager.

$$M = \frac{4760 \times 3{,}5^2}{10} = 5840\ \text{mkg}$$

$$h = 0{,}785\sqrt{5840} = 60\ \text{cm}$$

Voute = 65 cm; $\sigma_b = 17$ kg/cm²

$$F_e = 0{,}138\sqrt{5840} = 10{,}6\ \text{cm}^2$$

auf 17 cm 1 R.-E. 15 mm oder auf 24 cm 1 R.-E. 18 mm.

c) Außenfeld längs der Giebelmauer.

$p = 6900$ kg/m² auf die ganze Länge angenommen.

$l = 3{,}70$ m

$$M = \frac{6900 \times 3{,}7^2}{15} = 6300 \text{ mkg}$$

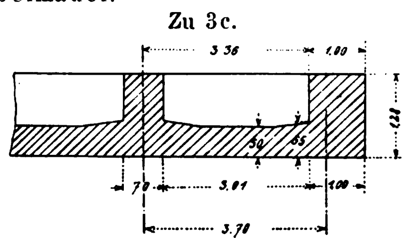
$h_1 = 0{,}57\sqrt{6300} = 45$ cm; $h = 50$ cm; $\sigma_b = 25$ kg/cm²

$F_e = 0{,}194\sqrt{6300} = 15{,}4$ cm²

auf 16 cm 1 R.-E. 18 mm

oder auf 20 cm 1 R.-E. 20 mm.

Zu 3c.



4. Berechnung der Quertragrippen.

Infolge teilweiser Einspannung ist das Moment zu $^1/_{10}\, p \times l^2$ angesetzt.

a) Außenrippen,

in der Mitte $l = 5{,}70$ m.

Belastung für 1 lfd. m [siehe Berechnung der Platte].

Zu 4a.

$$\text{Auftrieb} = \left(\frac{6920 + 4760}{2}\right) 3{,}5 = 20\,500 \text{ kg}$$

$$M = \frac{20\,500 \times 5{,}70^2}{10} = 66\,600 \text{ mkg},$$

eingelegt sind 2 Schienen zu 41 cm² = 82 cm².

Hiernach ergibt sich bei 128 cm Rippenhöhe

$\sigma_b = \mathbf{19{,}5}$ kg/cm² $\sigma_e = \mathbf{750}$ kg/cm².

Zu 4a.

b) Mittelrippen

$l = 6$ m

$P = 4760 \times 3{,}5 = 16\,750$ kg

$$M = \frac{16\,700 \times \overline{6{,}00}^2}{10} = 60\,000 \text{ mkg},$$

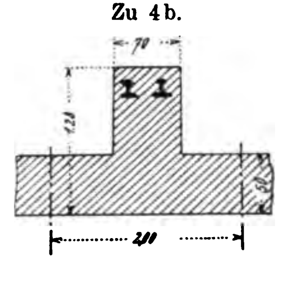
eingelegt, wie vor, 2 Schienen mit 82 cm².

Hiernach bei 128 cm Rippenhöhe

$\sigma_b = \mathbf{19}$ kg/cm²

$\sigma_e = \mathbf{700}$ kg/cm².

Zu 4b.



c) Auflager zwischen Außen- und Mittelrippe unter der Stütze.

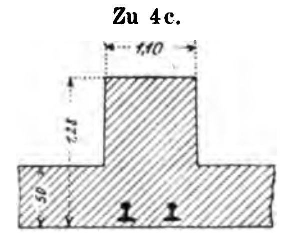
$$P = \frac{20\,500 + 16\,700}{2} = 18\,600 \text{ kg}$$

$$M_1 \text{ (negatives Moment)} = \frac{18\,600 \times \overline{6{,}0}^2}{10} = 67\,000 \text{ mkg},$$

eingelegt sind unten 2 Schienen mit 62 cm²,

wobei $\sigma_b = 30$ kg/cm² und $\sigma_e = 1000$ kg/cm².

Zu 4c.

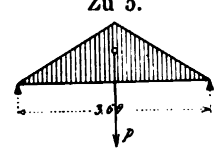


5. Äußere Längsrippen.

$l = 3{,}60$ m,

als Balken gerechnet und teilweise Einspannung angenommen

Zu 5.



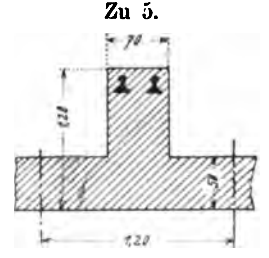
$$P = 6900 \times 3{,}60 \times \frac{3{,}60}{2} = 44\,600 \text{ kg}$$

$$M = \frac{44\,600 \times 3{,}60}{6} \times {}^4/_5 = 21\,400 \text{ mkg}$$

Rippenhöhe 128 cm,

eingelegt sind 2 Schienen mit 72 cm², wobei sich ganz geringe Spannungen ergeben.

Zu 5.



B. Reinigung (Tafel I, Abb. 1).

Das Reinigungsgebäude ist auf einer 50 cm starken, doppelt armierten Betonplatte fundiert. Die Platte ist durch Bogen bezw. Balken, die sich zwischen die Säulenfundamente spannen, versteift, und die Eiseneinlage der Platte diagonal angeordnet.

Die Lasten sind dieselben wie bei dem Mühlengebäude.

Auftrieb für 1 m² in den Außenfeldern $p = 6900$ kg/m²

„ „ 1 m² „ „ Innenfeldern $p = 4800$ kg/m².

Wir betrachten hier die Platte zwischen den Rippen als auf allen vier Seiten aufgelegt und legen der Rechnung das große Feld 3,73 × 4,6 zugrunde.

a) Außenfelder.

$2a/2b = 3{,}03/4{,}25$, $p = 6900$ kg/m², $d = \sqrt{3{,}03^2 + 4{,}25^2} = 5{,}22$ m,

$$c = \frac{3{,}03 \times 4{,}25}{5{,}22} = 2{,}46 \text{ m}.$$

Zu a.

Nach Foeppl ist das Moment für die Diagonale

$$M = p \cdot a \cdot b \cdot \frac{c}{3}$$

$$M = 6900 \times \frac{3{,}03}{2} \times \frac{4{,}25}{2} \times \frac{2{,}46}{3} \sim 18\,200 \text{ mkg}$$

$$h_1 = 0{,}76\sqrt{\frac{18\,200}{5{,}22}} = 45 \text{ cm}$$

Plattenstärke = 50 cm, $\sigma_b = 18$ kg/cm²

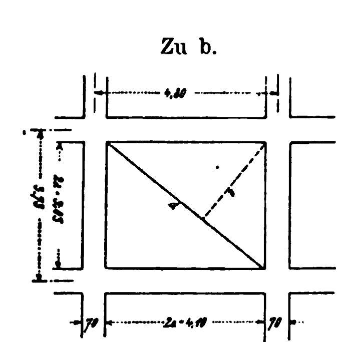
$$F_e = 0{,}142\sqrt{\frac{18\,200}{5{,}22}} = 8{,}4 \text{ cm}^2 \text{ für 1 m},$$

für eine Diagonale $\frac{48}{2}$ cm² = 24 cm²

auf 25 cm 1 R.-E. 12 mm.

b) Innenfelder.

Zu b.



$p = 4800$ kg/m² $2a/2b = 3{,}03/4{,}10$

$d = \sqrt{3{,}03^2 + 4{,}10^2} = 5{,}10$ m $c = \frac{3{,}03 \times 4{,}10}{5{,}10} = 2{,}44$ m.

Nach Foeppl Moment für Diagonale

$$M = 4800 \times \frac{3{,}03}{2} \times \frac{4{,}10}{2} \times \frac{2{,}44}{3} = 12\,200 \text{ mkg}$$

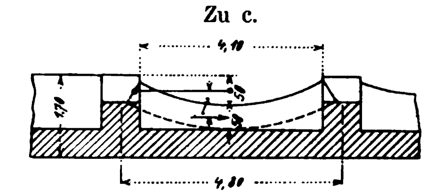
$h_1 = 0{,}92\sqrt{\frac{12\,200}{5{,}10}} = 45$ cm; $h = 50$ cm; $\sigma_b = 14{,}5$ kg/cm²

$$F_e = 0{,}115\sqrt{\frac{12\,200}{5{,}1}} = 5{,}65 \text{ cm}^2 \text{ für 1 m},$$

für eine Diagonale $\frac{29}{2} = 14{,}5$ cm² auf 25 cm 1 R.-E. 12 mm

c) Innere Rippe als Gurtbogen.

Zu c.



größtes $P = 4800 \times 4{,}8 \times \frac{3{,}73}{2} = 43\,000$ kg

$$H = \frac{Pl}{6 \cdot f} = \frac{43\,000 \times 4{,}3}{6 \times 0{,}50} = 61\,600 \text{ kg}$$

$$\sigma_d = \frac{61\,600}{70 \times 50} = 17{,}6 \text{ kg/cm}^2$$

d) Äußere Rippe als Balken.

Zu d.

größtes $P = 6900 \times 3{,}73 \times \frac{4{,}90}{2} = 63\,000$ kg

$$M = \frac{63\,000 \times 4{,}9}{6} = 51\,500 \text{ mkg}.$$

$^1/_5$ Abzug für Einspannung, $M_1 = 41\,200$ mkg

Rippenhöhe = 128 cm

$h_1 = 0{,}75\sqrt{\frac{41\,200}{1{,}60}} = 120$ cm $\sigma_b = 19{,}5$ kg/cm² $F_e = 0{,}118\sqrt{\frac{41\,200}{1{,}60}} \times 1{,}6 = 30{,}3$ cm²

$\sigma_e = 1000$ kg/cm², 4 R.-E. 31 mm.

Wie bei jeder Bauweise ist es auch in dieser Hinsicht nötig, daß sie sich erst örtlich Geltung verschafft und durch geeignete Spezialisten eingeführt wird. In dem hügeligen Boden von Wien z. B. hat diese Bauweise trotz ihrer örtlichen Begründung, da viele Fundamente in Anschüttung, fast alle jedoch über dem niedrigsten Nullwasser liegen, lange nicht Fuß fassen können, weil es nur selten möglich ist, so große Platten auf gleichmäßig schlechtem Terrain zu verlegen und weil man nicht mit Unrecht befürchtet hat, daß solche Ungleichmäßigkeiten für den Bestand der Platte und damit zusammenhängend des Bauwerks von Gefahr sein könnten. Erst in neuester Zeit finden diese Methoden auch in Wien ausgedehntere Anwendung. Beispiele dieser Art bilden die von Baumeister Fr. Gißhammer ausgeführten Platten unter sechs Wiener Häusern, von denen uns die Abb. 47 einen Bauplatz IV, Ecke Draschepark und Hauslabgasse vor Augen führt. Zwei andere benachbarte Bauplätze mit den dabei eingetretenen Senkungen in Zentimetern stellt die Abb. 47 dar. Die 35 m lange und 17 m breite Platte des Gebäudes Nr. I liegt einerseits auf gewachsenem Grund, der auf 5 m ausgehoben werden mußte, anderseits auf Anschüttung, der die Unterschiede in den dort angezeigten Setzungen hinreichend erklärt.



Abb. 47.

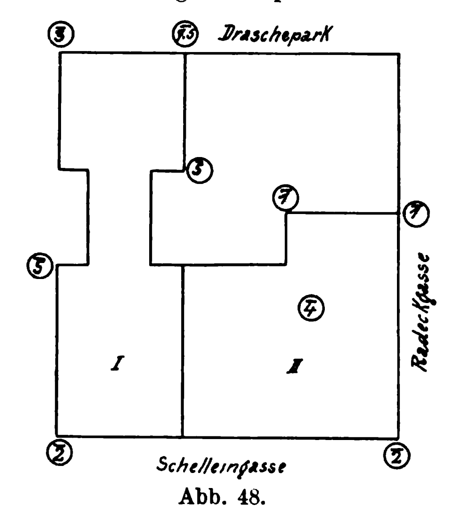


Abb. 48.

Es sei bemerkt, daß diese Höhenunterschiede sich am Gebäude selbst in keiner Weise unliebsam bemerkbar machen, daß vielmehr die Platte sich diesen Höhenunterschieden anschmiegt. Von dem Gebäude Nr. II ist in der Folge mit Bezug auf die in der Tafel enthaltene Grundrißanordnung eine Stichprobe der hierbei befolgten Berechnung gegeben. Die Vorzüglichkeit der dabei angewendeten Bügelverbindung habe ich ausführlicher experimentell nachgewiesen.[1])

Statische Berechnung

der Fundamentplatte in Eisenbeton in Wien IV, Schelleingasse, Ecke Radekgasse (siehe Abb. 48, Tafel I Abb. 3).

Geschoßhöhe im Kellergeschoß 3,50 + 1 . . . . = 4,50 m
" " Parterre . . . . 3,75 "
" " Zwischengeschoß . . . . 3,60 "

[1]) Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, Heft V: v. Emperger, Abhängigkeit der Bruchlast vom Verbunde. Berlin, 1906.

Geschoßhöhe im I. Stock . . . 3,75 m
" " II " . . . 3,60 "
" " III. " . . . 3,55 "
" " Dachboden . . . 3,20 "
Kellergewölbedecken 550 + 250 . . . = 800 kg/m²
Hochparterre Balkendecke zwischen Trägern 260 + 250 . . . = 510 "
" Gewölbe . . . 800 "
Zwischengeschoß bis II. Stock Tramdecke . . . 510 "
" " " Gewölbe . . . 800 "
III. Stock Tramdecke zwischen Trägern . . . 410 "
" Gewölbe . . . 800 "
Dach mit Falzziegeldeckung . . . 270 "
" " Holzzement . . . 240 "

a) Gassenhauptmauer für 1 m Länge.

Mauer zu 75 cm 4,50 × 1200 . . . = 5 400 kg
" " 60 " 3,75 × 960 . . . = 3 600 "
" " 45 " (100 + 14,50) × 720 . . . = 11 050 " 20 050 kg

Decken $[800 + (4 \times 510) + 410] \times \frac{5,35}{2}$ . . . = 8 650 kg

Dach $\frac{5,35}{2} \times 270$ . . . = 720 " 9 370 "

Scheidemauer $5 \times \left(\frac{5,35}{2} \times \frac{18,25 \times 240}{25,59}\right)$ . . . = 2 300 "

31 720 kg.

Hiervon ab 1 m Fenster auf 2,30 m Achse

4 Fenster 7,65 × 1 × 720 . . . = 5 500 kg
1 " 2 × 1 × 960 . . . = 1 920 "
auf 2,30 m Länge 7 420 kg
" 1 m Länge 7420 : 2,30 . = 3 220 kg

verbleibt Gesamtlast 28 500 kg.

b) Mittelmauer für 1 m Länge.

Mauer zu 90 cm 4,50 × 1440 . . . = 6 500 kg
" " 75 " 3,75 × 1200 . . . = 4 500 "
" " 60 " 14,50 × 960 . . . = 14 000 "
" " 45 " 5,30 × 720 . . . = 3 800 "

Scheidemauern gassenseits $5 \times \left(\frac{5,35}{2} \times \frac{18,25}{25,59} \times 240\right)$ . . . = 2 400 "

" hofseits $\frac{5,35}{2} \times \frac{18,25}{5,20} \times 240$ . . . = 2 260 "

Decke und Dach gassenseits wie bei Mauer a) . . . 9 370 "

" hofseits $800 \times 6 \times \frac{5,35}{2}$ . . . = 12 800 "

" Holzzement $240 \times \frac{5,35}{2}$ . . . = 630 "

zusammen 56 260 kg.

Hiervon ab 5 Türen auf 18 m Länge

20 × 1,25 × 2,50 × 960 . . . = 59 500 kg
5 × 1,25 × 2,50 × 1200 . . . = 18 800 "
für 18 m Länge . . . 78 300 kg
" 1 " " 78 300 : 18 . . . = 4 300 "

verbleibt Gesamtlast 51 960 kg.

c) Hofhauptmauer für 1 m Länge.

Mauerlast wie bei a) mit	20 050 kg	
Hierzu an Dachbodenaufmauerung 3,20 — 0,75 = 2,45 × 720	= 1 760 „	
Scheidemauer wie bei b)	2 260 „	
Decke und Dach wie bei b)	13 430 „	37 500 kg
Ab 1 Fenster auf 2,47 m Länge		
5 Fenster (7,65 + 1,30) × 1 × 720	= 6 400 kg	
1 „ 2 × 1 × 960	= 1 920 „	
für 2,47 m Länge	8 320 kg	
„ 1 m Länge 8320 : 2,47		= 3 360 „
	verbleibt Gesamtlast	**34 140 kg.**

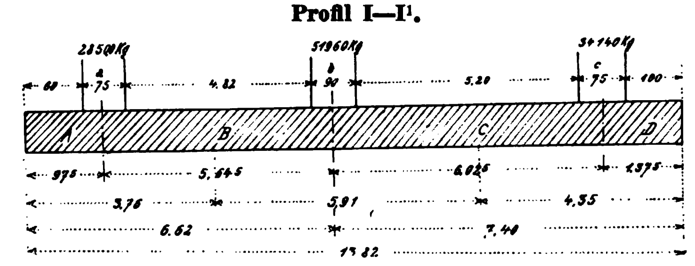
d) Stiegenmauer für 1 m Länge.

Mauer zu 60 cm 4,50 × 960	= 4 300 kg
„ „ 45 „ 21,45 × 720	= 15 500 „
Stufen 1,35 m Ausladung (480 + 400) × 1,35 × 6	= 7 150 „
Balkendecke $\frac{2,04}{2} \times 5,10 \times 5$	= 2 600 „
Gewölbe $\frac{2,04}{2} \times 800$	= 820 „
Gesamtlast	**30 370 kg.**

usf.

Um das Rechnungsverfahren darzulegen, sei ein Profil durchgerechnet:

Profil I—I[1].



Last a $28\,500 + (770 \times 0{,}97^5) + \left(\frac{5{,}64}{2} \times 925\right)$ . . . . = 31 870 kg

Last b $51\,960 + \left(\frac{5{,}64}{2} \times 925\right) + \left(\frac{6{,}02}{2} \times 960\right)$ . . . . = 57 560 „

Last c $34\,140 + (3{,}01 \times 960) + (1030 \times 1{,}37^5)$ . . . . = 38 540 „

127 350 kg.

Beanspruchung des Grundes $\frac{127\,350}{13{,}82 \times 100} = 0{,}92$ kg/cm².

Platte A.

$$Q = \frac{31\,870}{2 \times 98} \times 60 = 9800 \qquad M = \frac{9800 \times 60}{2} = 293\,000 \text{ cmkg}$$

$$b = 100 \qquad f_e = 14{,}54 \begin{cases} 3 \text{ Eisen } 3{,}8 = 11{,}4 \text{ cm}^2 \\ 1 \quad „ \quad . \; . \; . \; 3{,}14 \; „ \end{cases}$$

$$h = 30{,}6 \text{ cm} \qquad 14{,}54 \text{ cm}^2$$

Platte A.

$$x = \frac{15 \times 14{,}54}{100}\left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 30{,}6}{15 \times 14{,}54}} - 1\right) = 9{,}6 \text{ cm}$$

$$\varphi = 30{,}6 - \frac{9{,}6}{3} = 27{,}40 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{586\,000}{9{,}6 \times 100 \times 27{,}40} = 22{,}3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{293\,000}{27{,}40 \times 14{,}54} = 740 \text{ kg/cm}^2$$

Platte für Balken B.

$$\text{Für Balken } B = Q = \frac{\frac{57\,560}{2} + 31\,870}{6{,}62} \times 4{,}82 = 44\,000 \text{ kg}$$

Platte B.

$$Q = \frac{44\,000}{4{,}82} \times 1{,}50 = 13\,700 \text{ kg}$$

$$M = \frac{13\,700 \times 150}{8} = 257\,000 \text{ cmkg}$$

$b = 100$ cm $\qquad f_e = 12$ cm² $\qquad$ 4 Eisen 3,14 = 12,56 cm² $\qquad h = 25{,}7$ cm

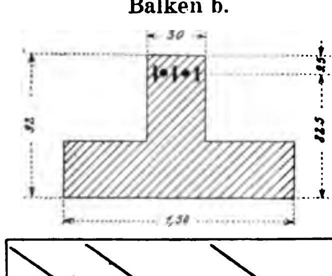
$$x = \frac{15 \times 12{,}56}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 25{,}7}{15 \times 12{,}56}} - 1\right) = 8{,}1 \text{ cm}$$

$$\varphi = 25{,}7 - \frac{8{,}1}{3} = 23 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{514\,000}{8{,}1 \times 100 \times 23} = 27{,}6 \text{ kg/cm}^2 \qquad \sigma_e = \frac{257\,000}{23 \times 12{,}56} = 900 \text{ kg/cm}^2$$

Balken b.

Balken b.



$$Q = 44\,000 \times 1{,}50 = 66\,000 \text{ kg}$$

$$M = \frac{66\,000 \times 482}{8} = 4\,000\,000 \text{ cmkg}$$

$h = 82{,}5$ cm $\qquad b = 150$ cm

$f_e = 57{,}5$ cm²

2	Eisen je 20 cm²	. . . . . . =	40,0 cm²
1	„	. . . .	11,8 „
2	„ je 3,14 cm²	. . . . =	6,28 „
			58,08 cm²

$$x = \frac{15 \times 58{,}08}{150} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 150 \times 82{,}5}{15 \times 58{,}08}} - 1\right) = 25{,}8 \text{ cm}$$

$$\varphi = 82{,}5 - \frac{25{,}8}{3} = 73{,}9 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{8\,000\,000}{25{,}5 \times 150 \times 73{,}9} = 28{,}5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{4\,000\,000}{73{,}9 \times 58{,}08} = 935 \text{ kg/cm}^2$$

Bügel.

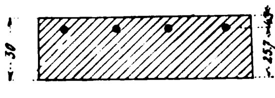
$$V = 33\,000 \qquad l = \frac{33\,000}{73{,}9 \times 30} = 14{,}8 \qquad x = \frac{10{,}8 \times 33\,000}{14{,}8 \times \frac{66\,000}{4{,}82}} = 178 \text{ cm.}$$

Zu $178 \times 1{,}43 \times \frac{10{,}8}{2} 30 = 41\,000$ kg, bei 20 mm $\frac{41\,000}{3{,}14} = 13$ Äste = 7 Bügel.

Platte für Balken C.

$$\text{Für Balken } c = Q = \frac{\frac{57\,560}{2} + 38\,540}{7{,}40} \times 520 = 47\,300 \text{ kg}$$

Platte C.



$$Q = \frac{47\,300}{520} \times 1{,}50 = 13\,600 \text{ kg}$$

$$M = \frac{13\,600 \times 150}{8} = 255\,000 \text{ cmkg}$$

$b = 100 \qquad h = 25{,}4 \qquad f_e = 11{,}8$ cm² = 3 Eisen je 3,8 cm² = 11,4 cm²

$$x = \frac{15 \times 11{,}4}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 25{,}4}{15 \times 11{,}4}} - 1\right) = 7{,}7 \text{ cm}$$

$$\varphi = 25{,}4 - \frac{7{,}7}{3} = 22{,}83 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{510\,000}{7{,}7 \times 100 \times 22{,}83} = 29{,}2 \text{ kg/cm}^2 \qquad \sigma_e = \frac{255\,000}{22{,}83 \times 11{,}4} = 975 \text{ kg/cm}^2$$

Balken C.

$$Q = 47\,300 \times 1{,}50 = 71\,000 \text{ kg}$$

$$M = \frac{71\,000 \times 520}{8} = 4\,620\,000 \text{ cmkg}$$

$b = 150$ cm $h = 88$ cm $f = 61{,}5$ cm $= 3$ Eisen je $20 \text{ cm}^2 = 60 \text{ cm}^2$

$$x = \frac{15 \times 60}{150}\left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 150 \times 88}{15 \times 60}} - 1\right) = 27 \text{ cm}$$

$$\varphi = 88 - \frac{27}{3} = 79 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{9\,240\,000}{27 \times 150 \times 79} = 29 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{4\,620\,000}{79 \times 60} = 985 \text{ kg/cm}^2$$

Balken C.

Bügel.

$$\varphi = \frac{35\,500}{79 \times 30} = 15 \qquad x = \frac{11 \times 35\,500}{15 \times \frac{71\,000}{520}} = 190$$

$$\text{Zu } 190 \times 143 \times \frac{11}{2} \times 30 = 45\,000 \text{ kg}$$

$$\text{bei 20 mm } \frac{45\,000}{3{,}14} = 14 \text{ Äste} = 7 \text{ Bügel.}$$

Platte D.

$$Q = \frac{38\,540}{2 \times 1{,}38} \times 100 = 14\,000 \text{ kg}$$

$$M = \frac{14\,000 \times 100}{2} = 700\,000 \text{ cmkg}$$

$b = 100$ cm $h = 42{,}3$ cm $f_e = 19{,}8 \text{ cm}^2$ . . $=$ 1 Eisen 11,8; 2 Eisen 3,8 7,6; ——— 19,4 cm²

$$x = \frac{15 \times 19{,}4}{100}\left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 42{,}3}{15 \times 19{,}4}} - 1\right) = 13 \text{ cm}$$

$$\varphi = 42{,}3 - \frac{13}{3} = 37{,}80 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{1\,400\,000}{13 \times 100 \times 37{,}8} = 28{,}7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{700\,000}{37{,}8 \times 19{,}4} = 965 \text{ kg/cm}^2.$$

Platte D.

Es ist noch der Anwendung besonderer bis jetzt nicht behandelter Systeme auf diesem Gebiete Erwähnung zu tun. So führt uns zunächst die Abb. 8 der Tafel I ein Beispiel der Anwendung netzartig verschlungener Bügel vor, wie sie eine ganze Reihe von hervorragenden Eisenbetonmännern empfehlen. Das Beispiel ist ein von Boulanger & Schuhl Paris ausgeführter Bau von 11,20 auf 10,40 m für die Brauerei in Châteaudun. Es ist gelungen, den Fundamentdruck auf 0,4 kg/cm² herabzudrücken, also auf eine selbst für das schlechteste Terrain geeignete Ziffer. Wie aus den Einzelheiten ersichtlich, hat man Vorsorge getroffen, das ganze Gebäude auf eine gleichmäßig belastete und mit schließenartigen Eisen verbundene Platte zu stellen, die wohl geeignet ist, alle Bewegungen des Terrains mitzumachen, wenn solche trotz der leichten Last eintreten sollten. Die Fälle, wo dies bei Bauten in Rutschterrains eingetreten ist, sind zahlreich genug. In solchen Fällen ist die Bewegung des Bauwerks bis zu einem gewissen Grade unabhängig von dem Eigendruck, den derselbe auf das Terrain ausübt. Die höhere Eigenlast wird die Folgeerscheinungen nur vervielfachen, nicht hervorrufen.

Ein weiteres Beispiel zeigt die Abb. 6 der Tafel I beim Gebrauche von sog. Kahneisen. Diese Armatur läßt zu häufig jene richtige Verbindung zwischen den beiden Gurtungen vermissen, die uns das aus dem Untergurt in den Obergurt abgebogene Eisen bietet. Die bei den Eisen angebrachten Flügel sind unter Umständen zu kurz, um ein Herausziehen zu hindern, und ein unzureichender Ersatz für das abgebogene Eisen, sofern sich dieser Umstand nicht berücksichtigt findet, andernfalls jedoch geben sie Anlaß zu geradezu idealen Lösungen.



Abb. 49.

Die denkbar beste Verbindung wird dort erzielt, wo man nicht nur einzelne Rippen in die Mauern hinaufführt, sondern gleich die ganze Mauer bezw. das ganze Bauwerk als einen integrierenden Teil des Fundaments ausbildet. Beispiele dieser Art hat insbesondere Cottancin in Frankreich und England ausgeführt mit Hilfe seiner armierten Hohlziegel und dem von ihm benutzten Netzwerksystem. Abb. 49 stellt ein Maschinenfundament dieser Art dar. Die Zellen werden dann, soweit sie nicht Vertiefungen entsprechen, mit einem schweren, aber mageren Füllbeton ausgefüllt, da bei diesen Bauten in erster Linie das Gewicht der Fundamentplatte für den Gebrauch in Frage kommt. Ein ähnlicher Bau verzeichnet auch Unciti-Madrid.

d) Wasserdichte Keller. Bei Bauten in Eisenbeton wasserdichte Keller herzustellen, ist insofern einfach, als dann der Bau nur einer entsprechenden Ergänzung

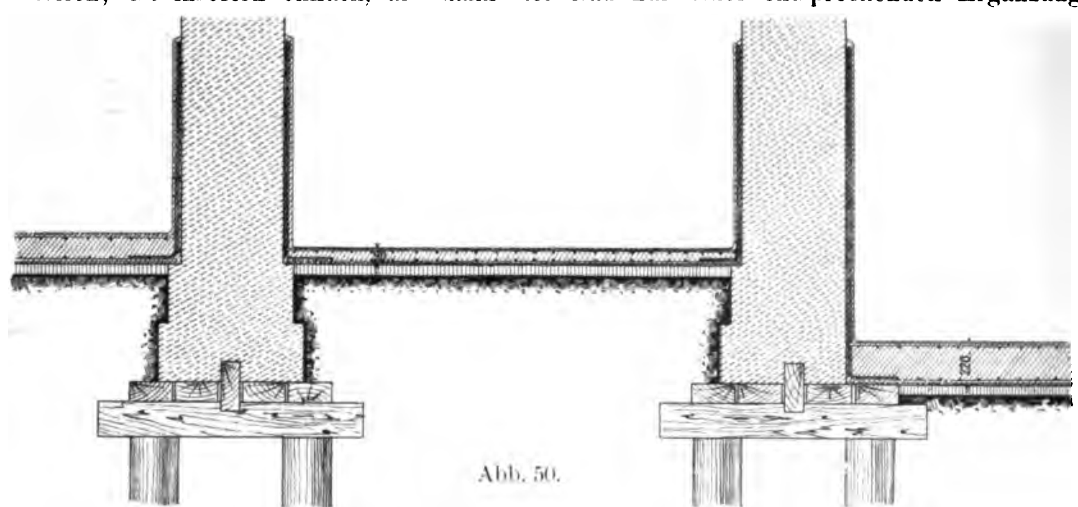


Abb. 50.

gegen unten bedarf. Hier kommen aber zunächst Einbauten in Betracht, die entweder in einem bereits bestehenden Gebäude zur Erzielung trockener Keller hineingebaut wurden, oder wie bei dem in der Abb. 50 und 51 dargestellten Postsparkassengebäude in Amsterdam, wo der Eisenbetonbauer nur zur Ergänzung der alten Bauweise berufen war. Hier wie dort handelt es sich darum, in das Gebäude wasserdichte Reservoire hineinzuhängen, die bis zur Grundwasserhöhe reichen, Ausführungen, deren Zahl Legion ist und die sich überall dort vorfinden, wo mensch-

liche Wohnungen in solchen Niederungen angelegt sind, daß selbst niedrige Wasserstände die Keller überschwemmen. Doch auch dort, wo das gewöhnlich nicht der Fall ist, ist man in besonderen Fällen, insbesondere für industrielle Zwecke gezwungen, tiefliegende wasserfreie Keller zu bauen. Über die Details der Ausführung geben die erwähnten Bilder sowie eine weitere Abb. 7 in Tafel I, der neuen Börse in Amsterdam, Aufschluß, bei welcher bereits zum Zwecke der Herstellung eines tiefgelegenen Kesselhauses eine stark armierte, mit Rippen versehene Eisenbetonplatte versucht wurde. Es ist dort die Art der Verankerung zwischen den aufsteigenden Seitenwänden und dem Kellermauerwerk besonders ersichtlich gemacht.

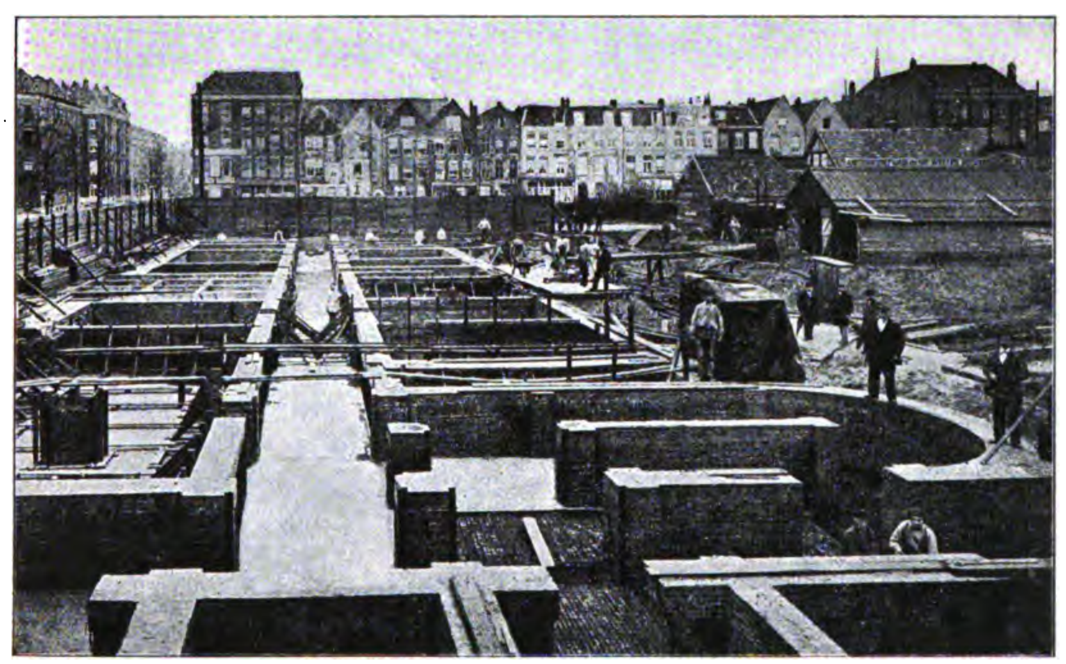


Abb. 51.

Die Abb. 51 stellt den Bauzustand dar nach teilweiser Vollendung der 34 Reservoire, die für Spannweiten bis 6 m und 0,8 bis 1,10 m Wasserdruck gebaut worden sind. Anderseits mußte eine Nutzlast von 300 kg/m², am Kesselhause 2000 kg/m² berücksichtigt werden.

Anders gestalten sich die Dinge, wenn anstatt dieser Kombination von Anfang an der Bau der Fundamente in Eisenbeton geplant war. Dann ist es nicht mehr wie in den angeführten Beispielen nötig, die Lasten auf Pilotenroste zu konzentrieren, man wird vielmehr von vornherein die ganze Fläche zum Tragen heranziehen, die zum Fundament für diese Reservoirzellen bestimmt war. Man wird die Kellermauern bis zu einer entsprechenden Höhe als Seitenwände dieser Reservoire ausbilden und deren Boden stark genug herstellen, sowohl um die Belastung von oben, als auch den Druck von unten ertragen zu können. Hennebique zitiert in seinen Verzeichnissen Keller von 2 m Wasserdruck in Nantes und Marseilles 1898 u. v. a. m.

Das Problem findet sich im Kapitel Reservoirbau so häufig gelöst, daß wir hier füglich darüber hinweggehen können. Es sei auch auf die mannigfachen Anwendungen im Bau von Röhren und Unterfahrten, wie sie die betreffenden Kapitel zeigen, verwiesen, z. B. auf die Eisenbahndurchfahrt unter dem Leidschenweg bei Utrecht mit 1,8 m

Wasserdruck (siehe Kap. Eisenbahnbrücken). Wir beschränken uns darauf, als Beispiel solcher Ausführungen auf eine Kelleranlage in Reutlingen (Württemberg) zu verweisen, worüber in Beton u. Eisen 1906 S. 162 eine Aeußerung der Eigentümer, der Verlagsbuchhändler Enslin u. Laiblin vorliegt (Abb. 52). Als ein Maßstab der zu erzielenden Trockenheit sei erwähnt, daß die Keller in Amsterdam als Schriftenarchiv dienen. Hier

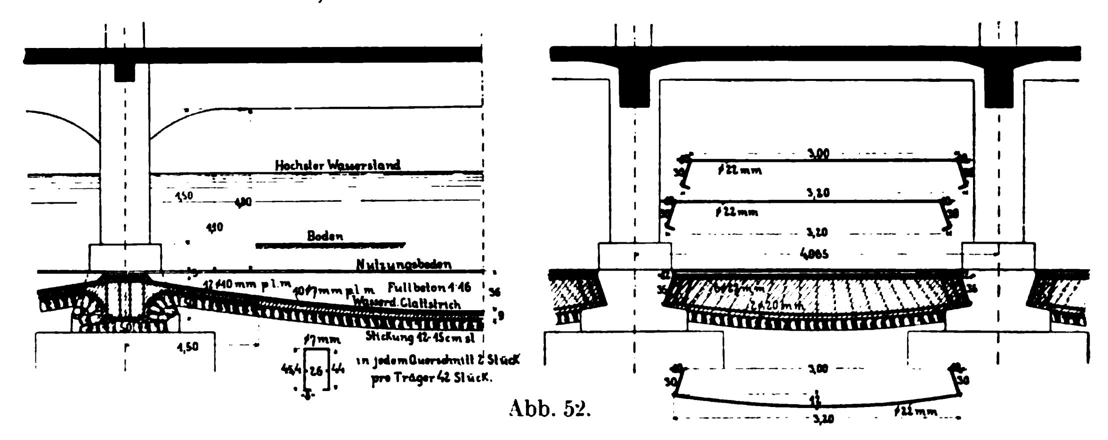


Abb. 52.

wie dort haben wir es mit einer Anlage zu tun, die nicht in den Bau homogen hineingefügt, sondern erst später angeschlossen worden ist. Der Bauvorgang war der folgende: Es wurde zunächst eine 15 cm starke Steinpackung eingebracht, die den Zweck verfolgt, eine Schalung für den Betonträger und die Gewölbe abzugeben, dann erfolgte die Herstellung des Eisenbetons in der aus der Abb. 52 ersichtlichen Weise. Nun wurde eine Abgleichung aus Füllbeton vorgenommen und auf diese erst der Nutzestrich aufgebracht. Einen weiteren interessanten Fall[1]) dieser Art, der ebenso wie der vorangehende von der Firma Wayss u. Freytag hergestellt wurde, ist das Pumpenhaus der Zellstofffabrik Walsum, wo ein Hochwasserdruck von 7 m zu gewärtigen war. Dort wurde bei einer Spannweite von 10 m außer dem tragenden Gewölbe noch ein zweites hergestellt, das die Abdichtung bezweckt. Da bei solchen Gewölben und ihrem gleichmäßig verteilten Druck die Armatur statisch eine nebensächliche Rolle spielt, so kommt es häufig vor, daß man sich derselben nur so weit bedient, als sie zur Verhütung von Undichtheiten und Sprüngen notwendig erscheint. Hierzu genügen unter Umständen Drahtnetze oder Streckmetall, wie in Abb. 53 bei einem Kohlenbehälter in England.

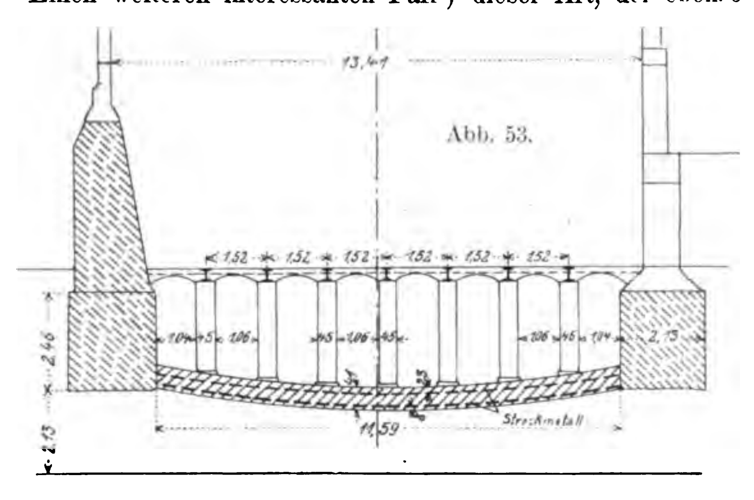


Abb. 53.

Man hat sich wiederholt bemüht, wasserdichte Keller nur aus starken mageren Betonplatten herzustellen. Beispiele dieser Art finden sich mehrfach in der „Deutschen Bauzeitung" veröffentlich vor. Gerade hier sind aber dünne Platten aus fetten Beton entsprechend armiert. Die bessere Lösung auf die nur in primitiven Fällen verzichtet werden sollte.

[1]) Wayss u. Freytag, Der Eisenbetonbau, S. 186.

Die Setzung und die Rekonstruktion bestehender Bauwerke.

Bei der Wichtigkeit der Frage über die Größe und die Folgen von Setzungen ist es zu bedauern, daß die Zahl der auf diesem Gebiete gewonnenen Beobachtungen so gering ist und den Resultaten nur eine lokale Bedeutung beigemessen wird. Die Ergebnisse werden deshalb gewöhnlich, selbst wenn man sich der Mühe unterzog, gründlich zu beobachten, in den Akten begraben, weil man denselben keinen allgemeinen Wert beimißt. Dies ist insofern erklärlich, als das an einer Stelle gewonnene Resultat selbst beim Nachbargebäude eine Änderung erfahren kann. So ist diese Ungewißheit bis zu einem gewissen Grade eine Entschuldigung für die Sorglosigkeit, mit welcher man an solche Fragen herantritt, heranzutreten gezwungen ist. Gerade hier könnten sorgfältige Beobachtung und Veröffentlichung dieser Daten wertvolle Anhaltspunkte für das Verhalten in ähnlichen Fällen bieten. Für den Begriff des zulässigen Bodendrucks ist die spätere Setzung insofern maßgebend, als unter demselben eine Fortsetzung der einmal eingetretenen Setzungen nicht mehr eintreten sollte im Gegensatz zu der ersten Zusammendrückung des Bodens, der selten größere Bedeutung zukommt. Es kommt hierbei noch in Betracht, daß die im Gebäude vorkommenden einseitigen Belastungen keine Schiefstellungen herbeiführen sollen.

Ein durch die Ausnahmeverhältnisse lehrreiches Beispiel auf diesem Gebiete gibt das eine Widerlager der Kerkabrücke auf der Linie Knin—Spalato der k. k. österreichischen Staatsbahn, das auf einem unergründlichen Sumpf steht. Es wurde auf einen breiten Holzrost gestellt und dieser seinem Schicksal überlassen, sich die nötige Tauchtiefe selbst zu finden. 1886 begonnen, hat er sich während des Baues im Verlauf des nächsten Jahres, als Verfasser es sah, um 50 cm gesenkt, von da bis 1903 um 68 cm, ziemlich regelmäßig 4 cm im Jahr, um dann endlich, soweit bekannt, zum Stillstande zu kommen. Die Widerlager mußten immer entsprechend erhöht werden. Es ist dieses Wagnis, das heute mit armiertem Beton leicht durchführbar wäre, auch insofern glücklich ausgefallen, als das Widerlager sich nur wenig, und zwar landseitig in der Senkung verdreht hat. Besser ist diese Aufgabe bei den Südbahnbrücken im Laibacher Moor (Abb. 25) gelöst worden,[1]) obwohl auch diese noch viel zu massiv für diesen Zweck bezeichnet werden können. Bei großen einheitlich konstruierten Platten ist es wichtig, die Setzung von gegenüberliegenden Punkten zu beobachten, um so den gleichmäßigen Verlauf derselben zu verfolgen und bei eventuellen Abweichungen den Verlauf richtigstellen zu können. Der Ingenieur steht beim Gebrauche einer biegungsfesten Platte aus Eisenbeton den unvorhergesehenen Unregelmäßigkeiten des Terrains nicht mehr machtlos gegenüber. Er ist imstande, die Lage seiner Platte wie bei einem Holzfloß durch eine geänderte Lastverteilung richtigzustellen und noch mehr, da im vorliegenden Falle eine vorübergehende Belastung von einiger Dauer genügt, um den gewünschten bleibenden Effekt herbeizuführen.

Im folgenden finden sich die Beobachtungen zusammengestellt, die die Firma Züblin u. Co. beim Erweiterungsbau eines Silos für Werner u. Nilkola in Mannheim gemacht hat. Die ausführliche Beschreibung dieses Silos wird Band IV enthalten.

Der neue Silo ist nicht auf eine durchgehende Fundamentplatte gestellt, sondern es haben die einzelnen Säulen Fundamentblöcke erhalten, die in Streifen vereinigt wurden, welche so bemessen waren, daß der Druck auf den Baugrund bei vollständig gefülltem Silo, belastetem Oberboden und belastetem Dach (Schnee und Wind) nicht mehr als 2,5 kg/cm² betrug. Die Zulässigkeit dieser Belastung war vorher von anderen

[1]) Zeitschrift des österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1901.

Bauten her bekannt gewesen und durch Probebelastungen des Baugrundes festgestellt worden. Aber schon während der Ausführung — noch vor der Fertigstellung des Silos — begann sich derselbe zu setzen. Der neue Silo war nicht direkt gegen den alten Silo betoniert worden, sondern es war zwischen der neuen Silowand und der Abschlußmauer des alten Silos eine Dachpappenlage als Trennungsschicht eingelegt worden; dagegen war das Fundament der zunächst gegen den alten Silo gelegenen Säulenreihe mit den Fundamenten des alten Silo in Zusammenhang gebracht worden. Dieser Umstand hatte zur Folge, daß sich der neue Silo an der Giebelwandung (Punkte III und IV) stärker setzte als an der Trennungswand zwischen altem und neuem Silo (Punkt 1 und 2 der graphischen Darstellung) (Abb. 54), so daß an der Trennungsstelle von altem und neuem Silo eine klaffende Fuge entstand, welche sich nach oben stark er-

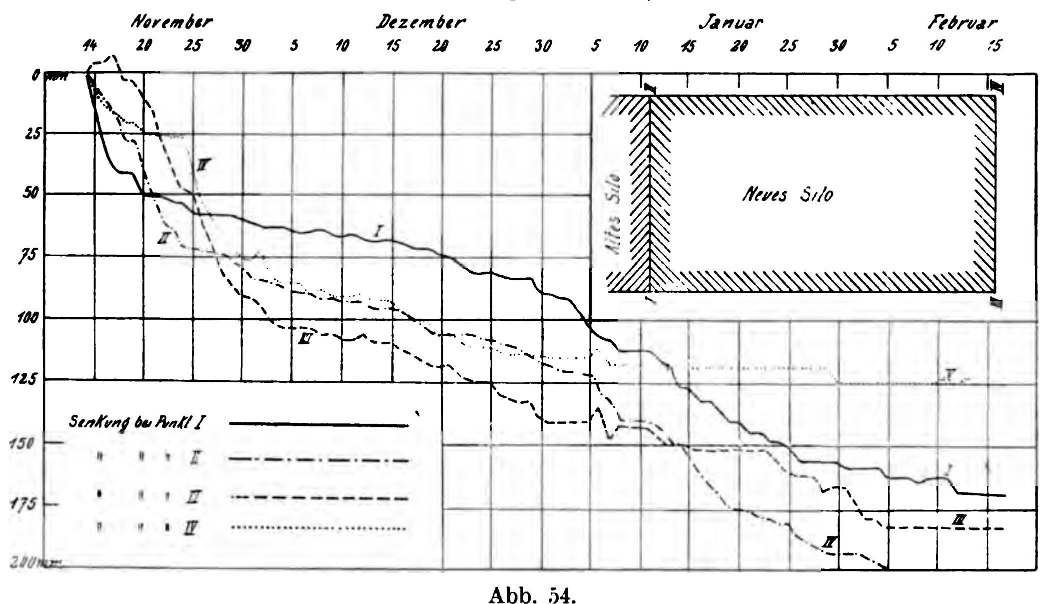


Abb. 54.

weiterte. Um dem abzuhelfen, wurden die Säulen der Reihe nächst der Trennungsfuge, deren Fundamente also mit dem alten Silo zusammenhingen, schleunigst durchgeschlagen, so daß sie frei in der Luft hingen und sich also gar nicht mehr auf ihre eigenen Fundamente abstützten. Von da an setzte sich auch tatsächlich der Silo in seiner ganzen Ausdehnung gleichmäßig, und die Trennungsfuge erweiterte sich nach oben nicht mehr. Die durchgeschlagenen Säulen wurden erst, nachdem der Silo schon teilweise gefüllt war, mit den Fundamenten wieder verbunden.

Als nach Fertigstellung mit dem Füllen des Silos begonnen wurde, zeigte sich, daß die auftretenden Setzungen jeweils den Füllungen proportional waren. Als sämtliche Zellen des Silos ungefähr gleichmäßig gefüllt waren wie am 27. November, war die Senkung an allen vier beobachteten Punkten 1 bis 4 ziemlich die gleiche. Wenn insbesondere die Zellen nächst dem alten Silo gefüllt wurden, so war eine stärkere Setzung der Punkte 1 und 2 zu beobachten bezw. sogar eine Hebung an den Punkten 3 und 4 usw. Am 15. Februar wurden die Beobachtungen eingestellt. Die Zellen in der Gegend von Punkt 2 waren in dieser Zeit vollständig gefüllt, und die Setzung betrug an diesem Punkte 20 cm (vergl. die Gesimshöhen auf dem Lichtbilde Abb. 55).

Der Silo hatte sich wie ein schwimmender Kasten verhalten und hatte alle Bewegungen ohne Nachteil ausgeführt; es waren nirgends die geringsten Anzeichen einer

Rißbildung zu bemerken. Die Setzungen hatten schon begonnen, als die Belastung für 1 cm² Bodenfläche kaum mehr als 0,5 kg betrug, bei einem Baugrund, in welchem

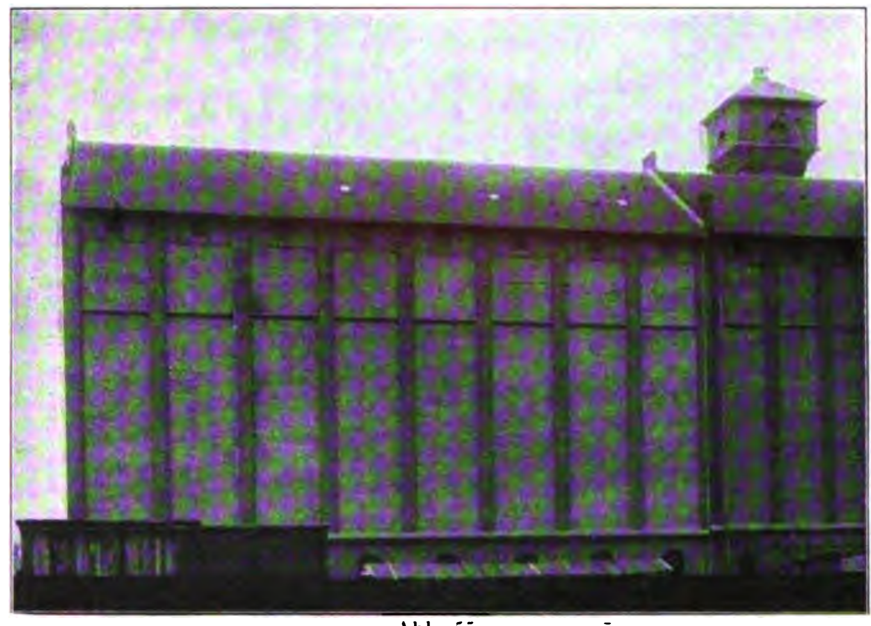


Abb. 55.

sich bei Probebelastungen 2,5 kg/cm² noch als vollständig zulässig erwiesen hatten. Daraus geht auch hervor, welchen Wert oft Probebelastungen des Baugrundes haben, bei welchen wegen der beschränkten Belastungsfläche immer das umliegende Terrain erheblich mitträgt und die Resultate aus den verschiedenen nicht sofort ersichtlichen Gründen nicht direkt übertragbar sind. Beobachtungen bei einem 8stöckigen Lagerhaus in Newcastle (England) nach System Hennebique ergaben gleichmäßige Setzungen von 70 bis 84 mm. Die Platte hatte eine Fläche von 28 auf 38 m. Das Terrain bestand aus 5 m Aufschüttung, 9 m durchweichtem Boden; eine feste Unterlage wäre erst weitere 5 m tiefer zu erwarten gewesen.



Abb. 56.

Ein Ereignis mit traurigem Ausgang zeigt uns Abb. 56, wo ein Bau im Werte von 1,2 Mill. Mark und einem Inhalt von 72000 hl Getreide zerstört wurde, während eine gleiche Menge noch aus dem eingestürzten Silo durch Prahme gerettet werden konnte.[1]) Das nur 40 cm starke Betonfundament ist auf einen Pilotenrost verlegt worden, der wohl die Ursache des Unfalls gewesen ist. Während hier ein

[1]) Eng. News vom 14. Juni 1906.

Fehler im Fundament den darauf gebauten Eisensilo dem Untergang und der Zerstörung geweiht hat, so ist ein Fall, wo ein Eisenbetongebäude unter ähnlichen Verhältnissen wieder gerettet werden konnte, von um so größerem Interesse.

Abb. 57.

Das europäische Viertel in Tunis mit seinen Hafenbauten steht auf einer alten Lagune, die vor etwa 12 Jahren ausgefüllt wurde; da das Terrain erst bei einer Tiefe von 30 m tragfähige Schichten aufweist, so ist man gezwungen, dasselbe direkt zu benutzen und dabei große Senkungen mit in Kauf zu nehmen. Es ist aus den Mitteilungen Cottacins bekannt, daß das Terrain dort unter Druck derart seitlich ausweicht, so daß Mauern mit gewöhnlichen Fundamenten darin verschwinden und nur große Platten mit etwa 0,4 kg/cm² Druck standhalten. Bei dem Bau einer großen Müllereianlage, die aus 3 Gebäuden besteht, wie aus Abb. 57 ersichtlich, waren die Gebäude 2 und 3 bereits fertig und scheinbar zur Ruhe gekommen, als die Siloanlage Nr. 1 aufgeführt wurde. Vor Vollendung der letzteren hatte sie sich, wie aus der Abb. 58 ersichtlich, in der Richtung des alten



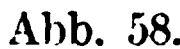
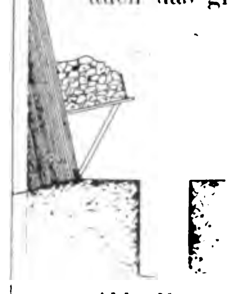

Abb. 58.


Abb. 59.

Kanalbeckens geneigt und dabei eine Ausladung von 3,50 m auf einer Höhe von 20 m erhalten, ohne daß das Gebäude hierdurch einen Schaden erfuhr. Durch eine einseitige Belastung ist es gelungen, sowohl dieses Gebäude als auch das große Nachbargebäude Nr. 2, das nur 50 mm Ausschlag zeigte, wieder gerade zu richten; das Gebäude Nr. 1 war bei diesem Vorgang um 2,50 m in das Terrain hinabgesunken, und es war nötig, um die in die Kellerhöhe versenkten Parterreräume zu ersetzen, dem Gebäude einen neuen Stock aufzusetzen. Nachdem dies geschehen war, neigte sich das Gebäude Nr. 3 nach der entgegengesetzten Seite, wobei diesmal der Ausschlag an der einen Ecke 5,90 m bei einer Höhe von 23 m betrug. Auch hier betrug die Einsenkung 2,50 m. Es ist wahrscheinlich, daß der Anstoß für die letztere Bewegung von der Senkung bei Haus Nr. 1 und 2, jedenfalls aber nicht von einem gleichmäßigen Ausweichen des Terrains nach einer bestimmten Richtung herrührt, sondern eine rein lokale Erscheinung ist, die durch lokale Mittel behoben werden kann. Im vorliegenden Falle wurde beim Gebäude 3,


Abb 60.

dessen Anblick die Abb. 59 zeigt, dem schwersten unter den vorliegenden Fällen, in der in der Abb. 60 gezeigten Weise vorgegangen. Es wurden Schlitze längs der in die Höhe gehobenen Seiten des Gebäudes gegraben, um ein Ausweichen des Materials nach dieser Richtung hin zu erleichtern, und gleichzeitig wurde das Gebäude auf derselben Seite belastet, insgesamt 400 t aufgebracht. Auf diese Weise ist es gelungen, das Gebäude in den alten Stand zurückzubringen. Abb. 61 zeigt uns den dortigen Bodencharakter. Diese augenfälligen Erscheinungen zeigen uns eine derartige Flachgründung wie ein Floß, das auch unter der kleinsten Lastverschiebung schwankt. Es folgt hieraus keinesfalls, daß diese Gründungsmethode als eine ungeeignete anzusehen ist, sondern es ergibt sich daraus nur die Richtschnur für jene Vorsichtsmaßregeln, die in solchem Falle anzuwenden sind. Diese sind notwendigerweise je nach dem Bauwerk, seiner Umgebung und dem Terrain verschiedene.



Abb. 61.

Den Effekt kann man durch eine in Abb. 62 gezeigte schiffartige Anordnung vermehren, wie sie beim Bau des Kaufhauses Shayne in Neuyork Anwendung fand.[1]) Weil diese Methode eine Herstellung der Gründung ohne einen tiefen Eingriff in das Terrain ermöglicht, so ist sie bei schlechtem Terrain in unmittelbarer Nachbarschaft großer Gebäude die empfehlenswerte Lösung.

Daß bei solchen Platten unregelmäßige Setzungen eintreten können, beweisen viele bekannt gewordene Beobachtungen.[2]) Es liegt die Gefahr vor, daß diese unregelmäßigen Setzungen zu einer Verdrehung und zu einer Trennung der auf verschiedenem Boden aufgeführten Gebäudeteile führen können. Gegen

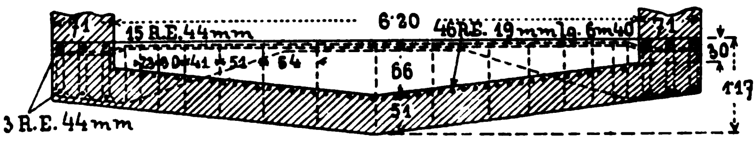


Abb. 62.

solche Erscheinungen bieten die Mauerwerksschließen, oder besser ein monolithischer Bau in Eisenbeton, wie aus den Vorfällen Abb. 58 u. 59 ersichtlich, eine gewisse Sicherheit, ohne daß man aber imstande wäre, die Größe der dabei auftretenden Kräfte statisch festzulegen. Herr Ingenieur O. Stern hat für solche Fälle das Rammen von schwebenden Pfeilern aus Beton in dem aufgeschütteten Erdreich als eine hinreichende Abhilfe der Zusammendrückbarkeit desselben bezeichnet, sofern die in das Erdreich eingerammten Piloten eine genügende Tragkraft aufweisen. Es ist dies eine Lösung, die ohne Zweifel die größte Beachtung verdient und in ihrer Anwendung mit Holzpiloten auch nicht hinreichend gewürdigt ist. Die Last des Gebäudes wird auf diese Weise nicht allein auf die obersten Schichten wirken, sondern es wird eine Verteilung der Belastung bis tief hinab in gleichmäßiger Weise stattfinden und so die Setzung des Gebäudes auch in der Aufschüttung auf ein Minimum reduziert werden können. Die Gesamtlast des Gebäudes G wird getragen von einer direkt belasteten Fläche F des

[1]) Beton u. Eisen 1906 Heft I S. 10. Beton u. Eisen 1907, Heft I, S. 1.

Bodens und von einer durch Piloten oder Pfeiler unterstützten zweiten kleineren Fläche bei n Piloten nf, die jedoch in weit höherem Maße ausgenutzt werden kann, da sie durch die ganze Oberfläche der Pfeiler wirkt. Es besteht hierbei der Vorteil, daß die beiden Kräfte sich langsam ausbalancieren. Denken wir uns zunächst die ganze Last auf den Pfeilern liegend und dieselben sich langsam setzen. Sie entlasten sich nun in dem Maße, als sie dies tun, indem sie die Grundfläche zum Tragen heranziehen. Die Rechnung muß natürlich in einer Näherung diesen Ausgleich als schon vorhanden eskomptieren, indem sie annimmt, $G_0 = F_0 k + n f k'$, wobei k den zulässigen Bodendruck, k' den Druck auf den Betonpfeiler für 1 cm² bedeutet und n je nach dem Überschuß an Last zu bemessen ist, der in Frage steht. Bezogen auf einen Piloten ist $fk' = G - Fk$. —

Man hat bis jetzt an der Meinung festgehalten, daß die Tragfähigkeit eines Piloten in erster Linie von seiner Reibung im Erdboden abhängt, und versucht, deren Größe durch Herausziehen von Piloten zu bestimmen. Diese Anschauung dürfte sich jedoch bei Betonpfeilern und -Piloten kaum halten lassen, wenn man bedenkt, in welch innigen Verband z. B. ein an Ort und Stelle gerammter Simplexpilot mit dem ihn umgebenden Erdreich tritt.

Es scheint vielmehr, daß der Eindringungswiderstand sich aus zwei Wirkungen zusammensetzt, wobei der Reibung nur eine sekundäre Rolle zukommt. In erster Linie handelt es sich um ein Festhalten des Piloten durch den Widerstand, den der Boden seiner Verdrängung entgegensetzt. Dieser Widerstand wird nach dem Einrammen am größten sein und je nach der Bodenart in kürzerer oder längerer Frist einem Gleichgewichtszustande Platz machen, sobald die örtlichen Spannungen sich ausgeglichen haben. Man kann den Druck, den die Erde auf einen vertikalen Streifen des Piloten ausübt, nach der Theorie des Erddrucks je nach der Kohäsion des Materials berechnen und so bestimmen, unter welchem Druck der Pilot steht. Es gibt uns das einen Maßstab über den Widerstand gegen Verdrängung, der in hohem Maße von der Pilotenform abhängen dürfte, wie der Bau starkzugespitzter Pfeiler nach Raymond u. a. beweist, bei welchen eine größere Verdrängung — als auch ein größerer Aufwand an Rammarbeit — nötig ist. In zweiter Linie kommt die Reibung und die Klebekraft des Erdreichs[1]) in Frage. Einflüße, die je nachdem wir es mit reinem Sand oder mit Lehm zu tun haben, sehr verschieden sind. Auf Grund unserer bisherigen Kenntnisse leitet Stern aus der altbewährten Eytelweinschen Formel: Der Widerstand gegen Eindringen eines Piloten: $W = \frac{R^2}{R+Q} \frac{h}{t} + R + Q = G - Fk = fk'$, die Größe t ab, die uns die verlangte Tragkraft anzeigt. Dies Ziehen unter der Last eines Bäres Q mit der Fallhöhe h darf dann nicht mehr betragen wie

$$t <= \frac{R^2}{R+Q} \cdot \frac{h}{G - Fk - (R+Q)}$$

wenn die Tragfähigkeit $Q - Fk$ erreicht werden soll.

Dies gäbe nach der vereinfachten Eng. News-Formel von Wellington

$$W = \frac{Rh}{t + 2{,}5} \text{ und daher } t <= \frac{Rh}{G - Fk} - 2{,}5$$

als Maßstab, wie weit man mit dem Einrammen zu gehen hat. Die Erfahrung kann nur darüber Auskunft geben, wie weit die Erscheinung beim Rammen das Ziehen des Eisenbetonpiloten unter dem Rammbär ein verläßlicher Maßstab für die spätere Tragfähigkeit in einer Bodenart ist, eine Kenntnis, die man sich ebenso wie beim Holz durch Probepfähle beschaffen soll.

---

[1]) Siehe beispielsweise das von Oberbaurat Krapf in den Fortschritten der Ingenieurwissenschaften, Gruppe II, Heft 12. beschriebene Erdreich.

Die Abb. 63 soll uns solch ein von Ing. Stern aufgestelltes Projekt eines Baues, der teilweise über dem alten Wienflußbett zu stehen kommt, vor Augen führen. Ein Blick darauf lehrt uns, daß sich mit Hilfe der Piloten die gedrückte Oberfläche unter der Platte nahezu verdoppelt, daß also den Anschauungen des genannten Ingenieurs

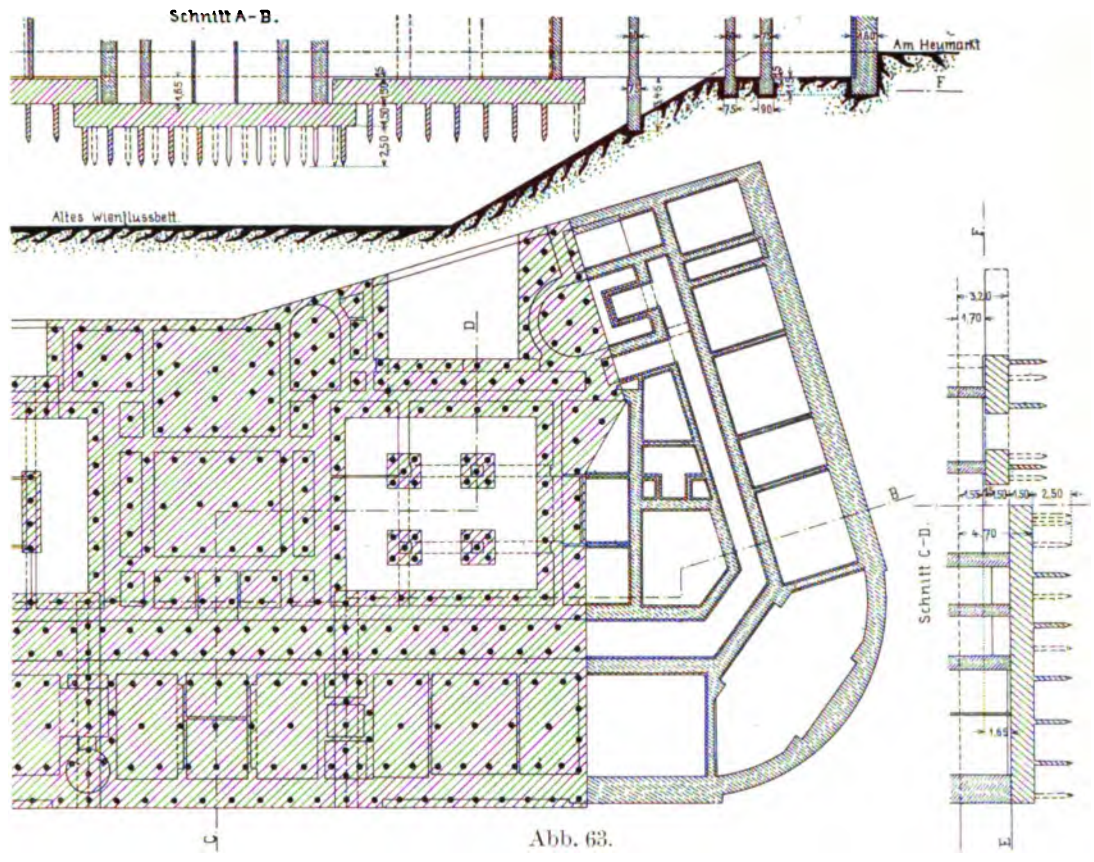


Abb. 63.

eine hinreichende Begründung besitzt und zu hoffen steht, daß wir bald über mehr Erfahrung verfügen mögen.

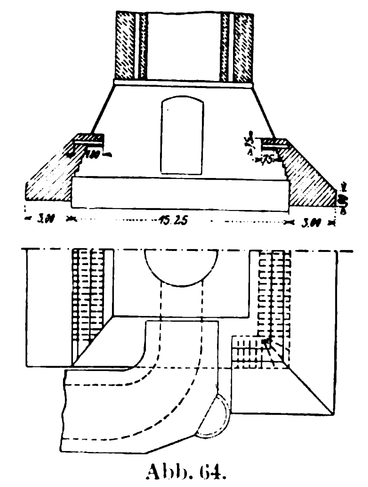
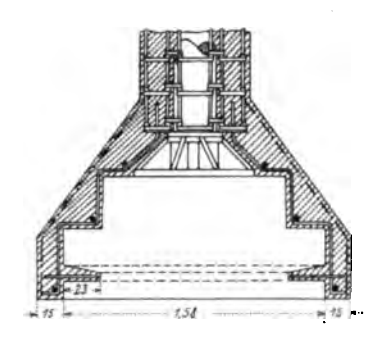


Abb. 64.

Die im vorstehenden beschriebenen Methoden leisten auch dann hervorragende Dienste, wenn es sich um Ausbesserung bereits bestehender Bauwerke handelt, sofern dieselben in den Abmessungen ihrer Fundamente unzureichend angeordnet worden sind. Ein Beispiel gibt uns die Abb. 64, wo es sich darum handelte, die gefahrdrohenden Setzungen eines 75 m hohen Schornsteins der Solvay Co. in Detroit, Mich. aufzuhalten. Die alten Fundamente waren 4,80 m versenkt und 15 m im Gevierte auf einem Lehmboden in Mauerwerk in der obigen Weise hergestellt gewesen. Derselbe ergab Setzungen, die nach zwei Jahren durchschnittlich 30 cm betragen und den Kamin schief gestellt haben, so daß, nachdem auch die Schiefstellung eine einseitige weitere Vermehrung der Randspannung bedingt, das Bauwerk einsturzgefährlich wurde; man entschloß sich nun zu der in der Abb. 64 gezeigten Verbreiterung der Fundamentfläche, wobei die Armatur aus 30 cm hohen I-Trägern den

Verband zwischen den alten und neuen Fundamenten herstellte. Hierbei betrug die Erweiterung 40 vH. auf der eingesunkenen Seite, 20 vH. auf der gegenüberliegenden Seite. Die letztere wurde aber erst hergestellt, als die weitere Senkung den Kamin wieder ganz gerade gestellt hat. Einen ähnlichen Fall zeigt uns die Abb. 65 beim St. Nicolaus-Hotel in St. Louis. Dieses sechs Stock hohe Gebäude wurde unter Benutzung der bestehenden Fundamente und gußeisernen Säulen mit Hilfe des armierten Betons in ein zehnstöckiges Bureaugebäude umgewandelt. Die Anordnungen zur Verbreiterung des Fundaments sind aus der Abb. 65 klar ersichtlich. Hennebique hat dieses Hilfsmittel bei einem Kirchturm in Notre-Dame von Brebières in Albert (Somme) 1896 angewendet. Der Turm der Kirche in Albert ist auf einer Tuffmergelschicht von einer Mächtigkeit von 8 bis 10 m aufgebaut, unter welcher sich eine Torfschicht befindet. Man glaubte, denselben in seinen Fundamenten mit 8 kg/cm² belasten zu dürfen, kaum hatte er aber eine Höhe von 45 m erreicht, entsprechend einer Last von 6 kg/cm², als er sich im Verlauf von fünf Tagen um 13 cm senkte. Um dem abzuhelfen, wurde eine Platte 20 auf 22,5 m unter dem Turm nachträglich aufgeführt, die, mit 35 bis 50 cm breiten Absätzen, in das Mauerwerk der Turmfüße eingriff. Auf diese Weise gelang es, nach Inangriffnahme des Baues am 25. Juli bereits am 25. August die Erlaubnis zum Weiterbau zu geben und die Bodenbelastung bis auf 2 kg/cm² herabzudrücken. Hierbei wurden



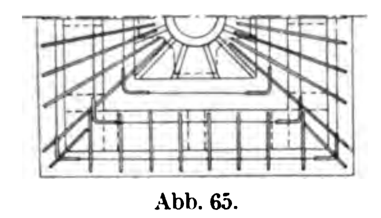


Abb. 65.

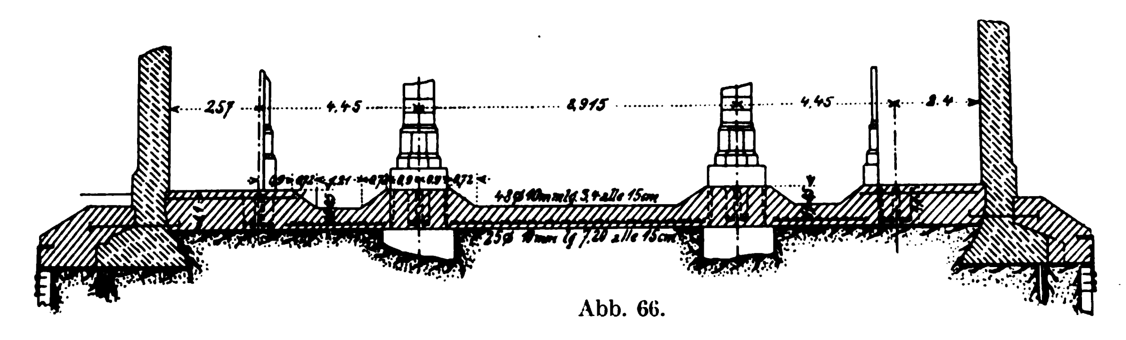


Abb. 66.

Ausladungen bis 6,50 m nötig. Die Mergelschicht hat oben in 1 bis 1,5 m eine Festigkeit ähnlich der gewöhnlichen Schreibkreide, unterhalb wird sie jedoch weich und mit Höhlungen von organischen Substanzen vermischt. Es handelt sich also auch hier darum, die Tragfähigkeit dieser oberen Schichte auszunutzen.

Ein Fall, der sich sehr häufig wiederholt, besteht darin, daß auf Pfahlrost fundierte Gebäude durch das Morschwerden des Holzes ins Senken geraten und ein baufälliges Ansehen annehmen. Die in solchen Fällen üblichen Unterfangungen sind nicht nur kostspielig, sondern auch wegen ihrer schwierigen Herstellung und dem zweifelhaften Charakter des Baugrundes unverläßlich. Es empfiehlt sich in so einem Falle als einfachste Lösung die Anbringung einer Monierwerkplatte zwischen den bestehenden Mauern. Falls es nicht möglich sein sollte, dieselben teilweise zu untergreifen, ist ein Verband durch Verankerung und Verschmatzung zu erzielen. Ein Beispiel dieser Art bietet die

Alexanderkirche in Zweibrücken in der Pfalz (Abb. 66), die von der Firma Dücker u. Co. Ende 1904 ausgeführt worden ist. Ursache der Baufälligkeit der Kirche war auch in diesem Falle ein alter Pfahlrost. Die Zerstörung des Holzes war durch Senkung des Grundwasserspiegels eingetreten. Durch die in Abb. 66 gezeigte Anordnung wurde zweierlei erzielt, einerseits eine Herabminderung des Gesamtdrucks auf 1 kg/cm², anderseits ein wasserdichter Abschluß im Falle der Hochwässer.[1])

β) Tiefgründungen.

Allgemeines.

Im Gegensatze zu den Flachgründungen und der dort erklärten Anordnung einer schwach belasteten, aber großen Tragfläche in seichter Lage sollen uns die Tiefgründungen die Möglichkeit bieten, das Bauwerk auf einige wenige tiefgelegene tragfähige Punkte zu stützen. Je nach der dabei in Frage stehenden Tiefe und der Lage des Grundwassers kommt die Anwendung von Piloten, Pfeilern und Brunnen, oder aber Caissons in Betracht. Wie wir aus vorangehendem wissen, ist es fast auf jedem Boden möglich, durch Heranziehung großer Flächen einen dem Boden entsprechenden kleinen Druck zu erzielen. Es liegt auch in den seltensten Fällen die Notwendigkeit vor, beim Bau des Gebäudes jede Setzung zu vermeiden, wie sie bei Flachgründungen fast unvermeidlich ist. Wenn man trotzdem häufig genug mit Hilfe der Tiefgründung bis auf Schichten herabgeht, bei denen jede Setzung — bis auf die des aufgeführten Mauerwerkspfeilers — ausgeschlossen ist, so lassen sich hierfür verschiedene Gründe anführen, jedenfalls aber hat diese Wahl nur dann einen Sinn, wenn man diese Gründung aus Materialien herstellt, die sich nicht selbst wie Mauerwerk im hydraulischen Kalk bedeutend setzen. In erster Linie kommt dabei der Vorteil in Betracht, das Bauwerk vor, wenn auch nur unwahrscheinlichen Folgeerscheinungen, herrührend von Setzungen, zu bewahren, die denselben nachteilig sein könnten, insbesondere da man ihre Tragweite nach den sichtbaren Anzeichen so schwer beurteilen kann. In dem Maße, als sich die Wahrscheinlichkeit solcher Vorkommnisse erhöht, gewinnen die mit Tiefgründungen verbundenen Mehrauslagen an Berechtigung. Zu diesen Vorbedingungen gehört, wenn auch seltener, der Zustand in einer von Erdbeben heimgesuchten Gegend, in welcher der Bau auf einzelnen Plattenfundamenten ohne entsprechende Grundschließen nicht zu empfehlen ist und wo Fundamente auf festem Boden die beste Gewähr für den Bestand bieten. Der Bau von ganzen Platten unter Gebäuden wird bedenklich, wenn die Gleichmäßigkeit, also insbesondere die gleichmäßige Senkung des Terrains in Frage gestellt erscheint. Es handelt sich hierbei weniger um Fremdkörper, die die Gleichmäßigkeit des Bodens in Frage stellen, als um Gebäudegrundrisse, die an einem Abhang gelegen sind, oder in deren Baufläche ein Schichtenwechsel fällt, so daß ein Teil des Bauwerks auf festen Grund zu stehen kommt, während der andere Teil auf Anschüttung oder auf ähnlichen schlechten Untergrund aufgebaut werden soll.

Den ökonomische Vorteil solcher Mauerwerkspfeiler gegenüber Platten wird uns aus einem Vergleich ersichtlich. Wenn man bei den Platten nur eine Last von 1,5 kg/cm² gebrauchen darf, so ist es möglich, bei Fundamentpfeilern dieselben mit 20 kg/cm², sofern man mit dem Pfeiler bis auf tragfähigen Grund herabgeht, nur 30 kg/cm² zu belasten. Es ist etwa dieselbe auch bei Holzpiloten übliche Ziffer, die sich beim Ingenieurbau bis auf 40 kg/cm²[2]) erhöht. Es genügt demnach ein Querschnitt,

[1]) Deutsche Bauzeitung 1905.
[2]) Beton u. Eisen 1907, Heft I.

der insgesamt 5 bis 7 vH. der für die Betonplatte nötigen Fläche ausmacht, um die nötige Tragfähigkeit zu erzielen. Dies ermöglicht uns, die Mauerwerkskubatur für beide Fälle zu berechnen und sie mit Hilfe der Einheitspreise in Vergleich zu bringen.

Betrachten wir Bauwerke mit Tiefgründung, so ist es zunächst auffallend, daß bei einem anderen Baumaterial wie Eisenbeton diese Lösung durch den Mangel an Kontinuität in Material- und Druckübertragung zwischen Bauwerk und Fundament erschwert wird. Auch hat der unterstützte Mauerwerkklotz schon bei einem geringen Abstande der Unterstützungspunkte nicht die nötige Tragkraft und sind deshalb Hilfskonstruktionen, wie z. B. Pfahlröste oder Gewölbegurte, notwendig, um den Zusammenhang herzustellen. Da aber auch diese Hilfsmittel nur für beschränkte Spannweiten und Lasten ausreichen, so ist es häufig nicht möglich, solche Gründungen auf ihre Tragkraft auszunutzen. Man ist vielmehr gezwungen, die Austeilung der Unterstützungspunkte nach diesen, mit der eigentlichen Gründung nicht zusammenhängenden Gesichtspunkten vorzunehmen.

Fundamentträger und Pfahlroste.

Im Gebiete des Eisenbetons aber bietet sich uns die Möglichkeit, das Bauwerk mit seinen Fundamentstützen monolithisch zu verbinden. Die einfachste Lösung dieser

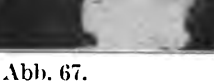



Abb. 67.

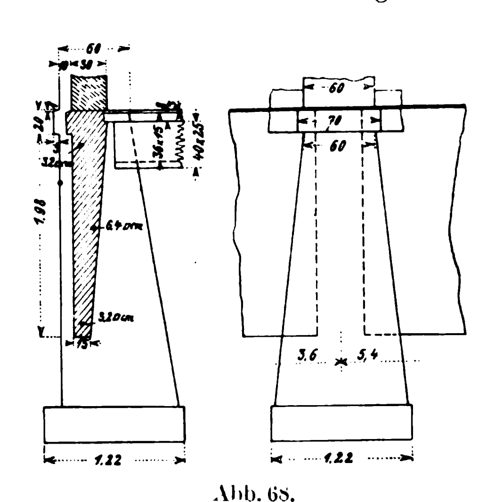


Abb. 68.

Art bietet sich uns in einer auf einem Balken aufruhenden Mauer, von der uns die Abb. 67 das Beispiel einer 2100 m langen Umfriedigungsmauer der Pennsylvania-Eisenbahn in Philadelphia vorführt. Hierbei finden sich in Abständen von etwa 5 m Betonpfeiler vor, die bis zum tragfähigen Grunde herabreichen, auf welche die tragenden Eisenbetonbalken aufgesetzt sind. Der hierauf gesetzte Aufbau der aus Bruchsteinen hergestellten Mauern ist, wie aus dem Bilde ersichtlich, gestaltet. Man hat in solchen Fällen wiederholt versucht, anstatt eines einzelnen starken Trägers die ganze Mauer zum Tragen heranzuziehen, wie dies im nächsten Abschnitt ausführlich beschrieben wird. Bei Umfriedigungsmauern in schlechtem Terrain stellen die Fundamente den größten Ausgabeposten dar. Während man also sonst aus ökonomischen Gründen gezwungen wäre, ihnen durchwegs ein unzureichendes Fundament zu geben, so wird man hier in der Lage sein, in einzelnen Punkten bis zu den tragfähigen Schichten herabzugehen. Die Abb. 68 zeigt uns ein Beispiel aus dem Gebiete des Hochbaues. Auch dort ist man in dem aufgeschütteten Terrain nur mit einigen Pfeilern herabgegangen und hat diese bis zum Parterrefußboden heraufgeführt. Um die nötige Verbindung der Pfeiler, die

Unterstützung der oberen Mauer und den Abschluß nach unten hin zu erhalten, wurde die Tragkonstruktion zu einer Art Vorhangmauer ausgebildet.

Diese Bauweise unterscheidet sich von den vorangehend in den Flachgründungen als Übergangsform beschriebenen nur dadurch, daß die Unterstützungspunkte der Längsträger, die dort bloß angenommen sind, hier statisch festgelegt erscheinen und dieselben keinen Bodendruck aufnehmen. Auch hier ist die Zahl der Ausführungen heute schon sehr groß. Hennebique verzeichnet als eine seiner ersten Bauten dieser Art 1895 die Brauerei Tivoli in Lausanne, später in Agen (Frankreich) Fundamentträger mit 500 bis 12 500 kg für 1 lfd. m, darunter auch solche, die über einen Bach gehen und außer 3500 kg für 1 lfd. m Einzellasten von 40 bis 90 t tragen. In Isey les Molineaux bei Paris 320 Träger unter einem Gebäude, dessen Fundament in Schwimmsand und unter der Hochwasserlinie liegt usf., Spannweiten bis 7 m und Lasten scheinbar unbegrenzt in ihrer Höhe. Die Träger finden sich auch netzartig (siehe Abb. 108) und plattenförmig ausgebildet vor, so z. B. bei der Weberei der Firma Dierich in Gellenau bei Kudowa, wo eine Platte von 7000 m³ auf 2500 Betonpfählen ruht, ausgeführt von Alban Vetterlein u. Co. in Glauchau u. a. m.

Die im vorangehenden dargelegte Unvollkommenheit der Verbindung der Piloten mit Beton allein ist mehrfach empfunden worden und schon aus dem Vergleich mit dem älteren Holzrost hinreichend ersichtlich, der außer einer Längs- auch einer Querverbindung nicht entbehrt. Es liegt nahe, diesem Mangel durch eine Eisenarmatur im Betonklotz abzuhelfen, der den Verbund zwischen Pfahl und aufgehenden Mauern vermittelt, und diese Lösung wurde selbst dort eingeführt, wo man mit den übrigen Einzelheiten noch den älteren Methoden treu blieb, für die diese teilweise Verwendung des Eisenbetons eine wesentliche Verbesserung bedeutet. Als Beispiele auf diesem Gebiete seien angeführt:

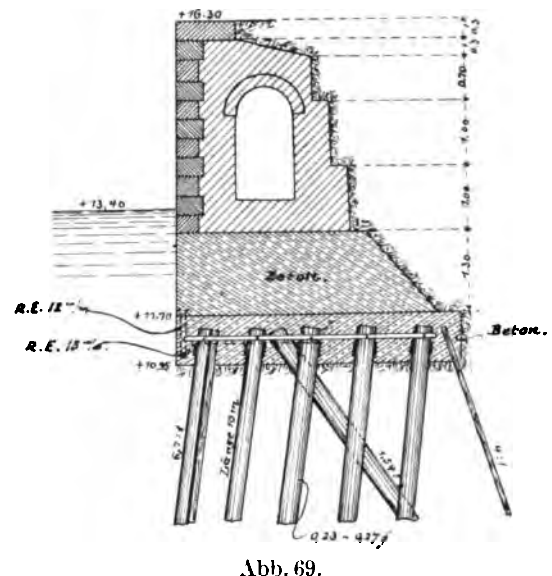


Abb. 69.

Zur Verstärkung der Betonrostplatten auf hohem Pfahlrost haben in Brüssel in den Becken „Bruxelles ports de mer“ Eiseneinlagen Verwendung gefunden. Diese bestehen bei der Kaimauer im „Bassin maritime“ (Abb. 69) aus Flacheisen von 80 × 8 mm Stärke, die Pfähle in der Längs- und Querrichtung umfassend, und einem 15 mm starken, an der Vorderkante angeordneten Längsrundeisen, das durch 12 mm starke Bügel und wagerechte Drähte mit der Betonplatte verbunden ist.

Eine weitere hervorragende Anwendung fand der Eisenbetonpfahlrost bei der Kaimauer des Hafenbassins II und bei den Molen an der neuen Einfahrt in Bremen. Die aus Beton mit Basaltsäulenverblendung hergestellte Mauer verbreitert sich in Höhe des Niedrigwassers in eine Eisenbetonplatte, die an der Vorderkante durch betonumhüllte, lotrechte Doppelpfahlreihen und nach hinten zu durch eine dreifache Reihe von Schrägpfählen unterstützt wird. Letztere bilden infolge ihrer Belastung durch die darüber lagernde Erdschicht eine wirksame Verankerung des vorderen

Mauerteils (Abb 70). Zur Verstärkung der 60 cm starken Betonplatten dienen in zwei Lagen übereinander angeordnete C-Eisen Nr. 16, die einerseits durch winkelförmige Knappen die Verankerung der vorderen und hinteren Pfahlreihen bewirken, anderseits durch Winkel- und C-Eisen in der Längsrichtung verbunden sind, um ein Zusammenwirken aller Eiseneinlagen der Platte zu erreichen (Abb. 71).

In dem „Bassin de batelage“ in Brüssel wurde dagegen die Bewehrung durch drei netzförmig angeordnete wagerechte Rundeiseneinlagen bewirkt, von denen die beiden oberen noch gitterartig verbunden wurden (Abb. 72). Bei beiden Ausführungen wurden zur Aufnahme der wagerechten Seitenkraft des Erddrucks außer der Schrägstellung der Druckpfähle nach hinten in einer Neigung 1,54 : 1 eingerammte Zugpfähle vorgesehen.[1])

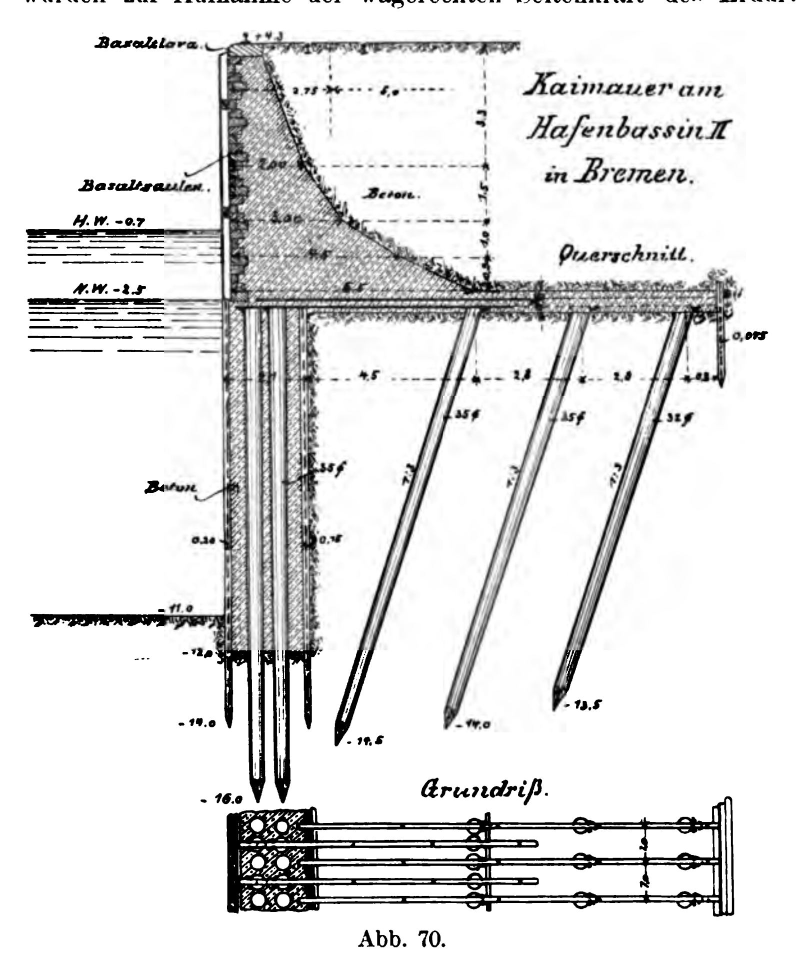


Abb. 70.

Eine umfangreiche Ausführung mit Eisenbetonrost auf Holzpiloten zeigt das Kraftwerk in Yonkers der Neuyork-Zentral-Eisenbahn (Abb. 73), wo sich eine Gebäudefläche von 75 auf 50 m, umfassend das Turbinenhaus, Kamine sowie die Abflußkanäle, in dieser Weise unterstützt vorfinden. Das Gebäude ist durch eine sorgfältig bis zum höchsten Hochwasser heraufgeführte wasserdichte Einlage gegen das Eindringen von Feuchtigkeit sichergestellt.

Diese Pilotenroste eignen sich auch besser wegen ihrer statischen Bestimmtheit zur Herstellung von Konsolen an Fundamentplatten. Die Abb. 74 gibt uns ein Beispiel aus Chicago bei einem 10 Stock hohen Bureaugebäude, wo die Konsolen bestimmt waren, die Feuermauern zu tragen.

Weit vorteilhafter gestalten sich die Einzelheiten, sobald auch die Piloten aus Beton sind. Die Abb. 75 gibt uns ein Beispiel dieser Art von einer Mauer in Nantes.

Neben diesem ältesten Bauwerk dieser Art sei einer der neuesten Anwendungen die Gründung der beiderseitigen Widerlager der Eisenbahnbrücke über der Hnizdeczna-

[1]) Annales des travaux publics de Belgique 1904. April.

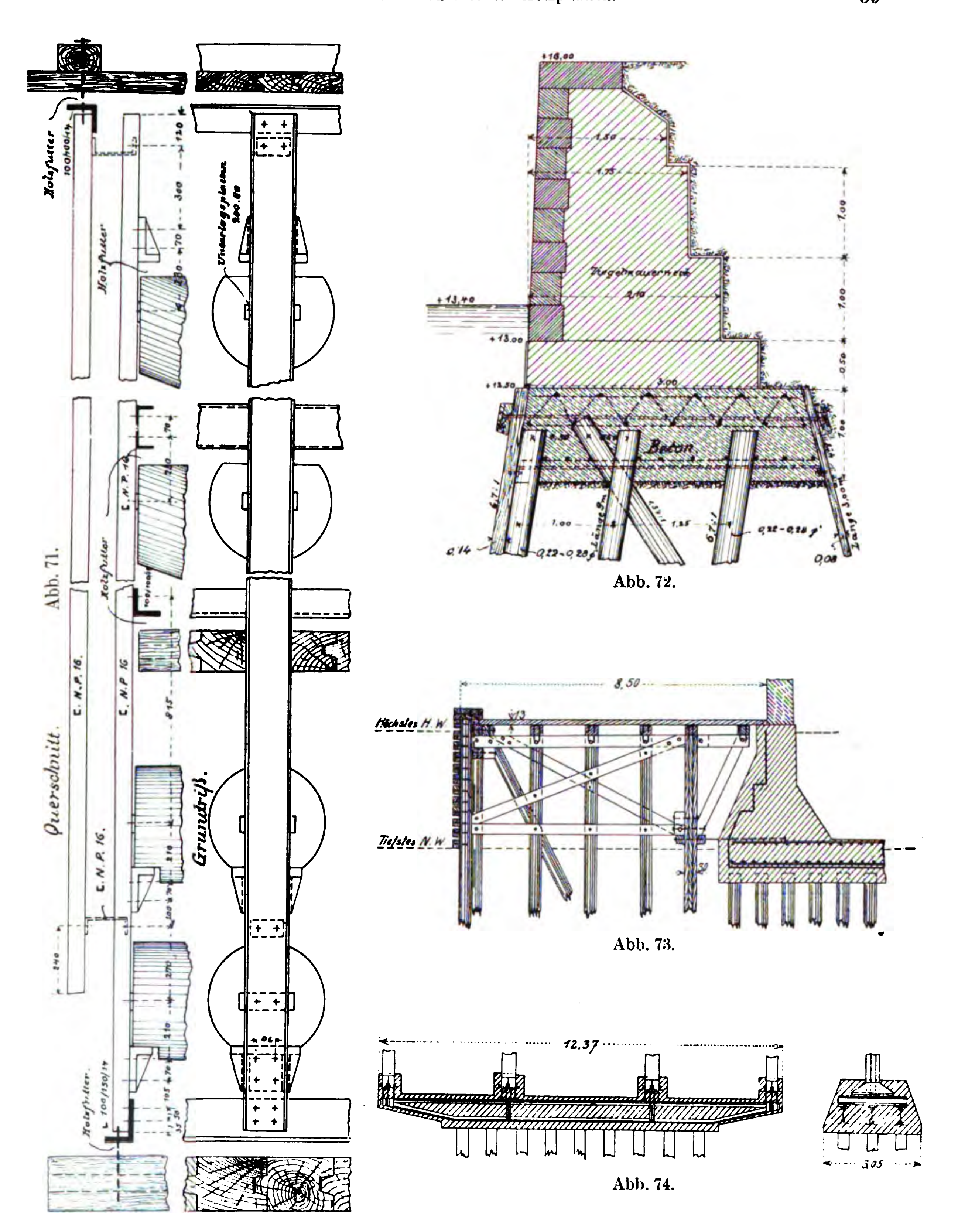


Abb. 71.

Abb. 72.

Abb. 73.

Abb. 74.

bach der Lokalbahn Tarnopol—Zbaracz erwähnt.[1]) Aus Abb. 76 sind die Untergrundverhältnisse zu ersehen. Es wurden vorerst die beiden Widerlagerfundamente mit einer Flachbürstenwand versehen, die bis auf den Letten getrieben wurde, sodann wurden in jedes Widerlager je 12 Eisenbetonpfähle von einer Stärke 35 : 35 cm gerammt, und auf diese Pfähle wurde dann eine Plattenbalkendecke betoniert.

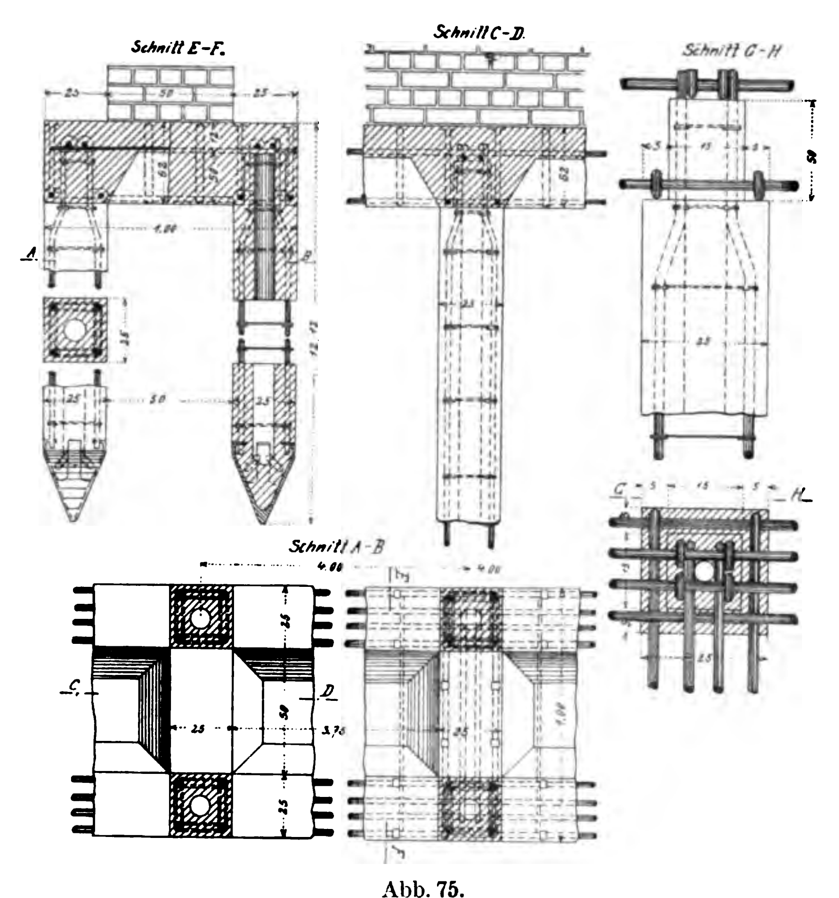


Abb. 75.

1. **Berechnung der Platte.** Mittlere Höhe des Widerlagers über der NW.-Höhe (Plattenoberkante) 2,60 m. Der Auflagerdruck beträgt 97 t und verteilt sich auf eine Fläche von $2{,}0 \times 6{,}86$ m.

Es ist daher die Belastung der Platte für 1 m²

Erde und Mauerwerk . .	$2{,}6 \times 2000 =$	5 200 kg
Auflagerdruck	$\dfrac{97\,000}{2{,}0 \times 6{,}86} =$	7 070 „
Eigengewicht	$=$	580 „
	Summe	12 850 kg.

Die Platte wurde als teilweise eingespannt gerechnet und ist das Moment daher

$$M = \frac{1}{10} \times 12\,850 \times 1{,}3 \times 130$$

$$= 217\,165 \text{ kgcm.}$$

Zu 1.

Die neutrale Achse berechnet sich mit $x = 8$ cm, das Trägheitsmoment $J = 62\,343$ cm⁴, die Randspannung im Beton

$$\sigma_b = \frac{217\,165}{62\,343} \times 8 = \mathbf{27{,}9\,kg/cm^2} \text{ und die des Eisens } \sigma_e = \frac{217\,165}{63\,343} \times 15 \times 14 = \mathbf{735\,kg/cm^2}.$$

2. **Berechnung der Balken.** Last für 1 m² Fläche ist nach dem Früheren 12 850 kg/m².

[1]) Siehe Beton u. Eisen 1906, Seite 276. A. Novak. Die neuen durch die k. k. Eisenbahnbau-Direktion hergestellten Eisenbetonbauten. Tafel XXV.

Der Querschnitt des Balkens ist in Abb. 2 ersichtlich. Belastung f. 1 lfd. m

$1{,}65 \times 12\,850 = 21\,202$ kg
Eigengewicht $= \underline{\quad 240}$ „
Summe 21 442 kg.

$$M = \frac{1}{8} \times 21\,442 \times 1{,}82$$
$$= 895\,000 \text{ kgcm}.$$

Zu 2.

1·65
12
24
50
4 ⌀ 28 mm = 24·63 cm
35

Die neutrale Achse berechnet sich mit $x = 12{,}3$ cm, das Trägheitsmoment $J = 522\,675$ cm⁴; die Randspannung im Beton $\sigma_b = \frac{895\,000}{522\,675} \times 12{,}3 = \mathbf{21{,}4}$ **kg/cm²** und die des Eisens $\sigma_e = \frac{895\,000}{522\,675} \times 15 \times 33{,}7 = \mathbf{862}$ **kg/cm²**.

Die maximale Querkraft $V = 21\,442 \times 0{,}91 = 19\,500 \quad m = h - \frac{x}{3} = 46 - 4{,}1 = 41{,}9$ cm $\frac{V}{m} = 465$ kg, hiervon ist bei einer Breite der Betonrippe von 35 cm ein Betrag von $465 - 35 \times 4 = 325$ kg vom Eisen aufzunehmen.

Die Bügelarmatur wird im Abstande $l_1 = \frac{325 \times 91}{465} = 60$ cm vom Auflager nötig. Die gesamte horizontale Schubkraft beträgt $325 \times 30 = 9750$ kg und verlangt $\frac{9750}{600} = 16{,}25$ cm², während $4 \times 4 \times 3 \times 0{,}2 + 6{,}16 + 15{,}71 = 30{,}87$ cm² vorhanden sind. Der Haftspannung wird hier durch die Heraufführung der Säuleneisen und die Verschnürung mit denselben (siehe Abb. 75) entsprochen, sonst sollten bei einer Spannweite von 1,81 m, um die zulässige Haftspannung von 4 kg/cm² nicht zu überschreiten, keine größeren Rundeisen wie $4 \times 1{,}8 = 7{,}2$ mm Verwendung finden und da dies nicht gut möglich ist, sollten in analogen Fällen alle Eisen abgebogen oder durchgeführt bezw. Gieshammersche oder ähnliche Bügel angebracht werden.

3. Berechnung der Pfähle. Belastungsfläche $1{,}65 \times 217 = 3{,}58$ m².
Belastung f. 1 Pfahl $3{,}58 \times 12\,850 = 46\,003$ kg.
Querschnittsfläche des Pfahles $F_i = 35 \times 35 + 15 \times 25{,}12 = 1600$ cm².
Druck für 1 cm² Fläche $K = 30$ kg.
Gewicht des Rammklotzes 1800 kg,
„ „ Pfahles 2000 „
Fallhöhe des Rammklotzes 1 m.
Tiefe des Eindringens beim letzten Schlag

$$s = 2000 \times \frac{(1800 + 2000)\,2}{1800} \times \frac{1{,}0}{46\,563} = 0{,}0102 \text{ cm}$$

oder bei einem Sicherheitskoeffizienten von $\varkappa = 5$

$$s = 2{,}0 \text{ mm},$$

d. h. die Tragfähigkeit des Baugrundes ist bei einem Sicherheitskoeffizienten von 5 erreicht, wenn der Pfahl beim letzten Schlag eines Rammklotzes von 1800 kg Gewicht und einer Hubhöhe von 1 m noch um 2 mm einwirkt.

Alle diese Beispiele von Pfahlrost sind eine Ausbildung der im vorangehenden beschriebenen Fundamentträger mit Hilfe von Eisenbetonpiloten, in der Weise wie Abb. 67, wo der Träger kein Bestandteil des Fundaments mehr ist. Sonst fragt es sich bei der gleichzeitigen Verwendung von Piloten und Platte zum Tragen des Bodendruckes, welcher der beiden Bestandteile die Haupt- und welcher die Nebenkonstruktion ist.

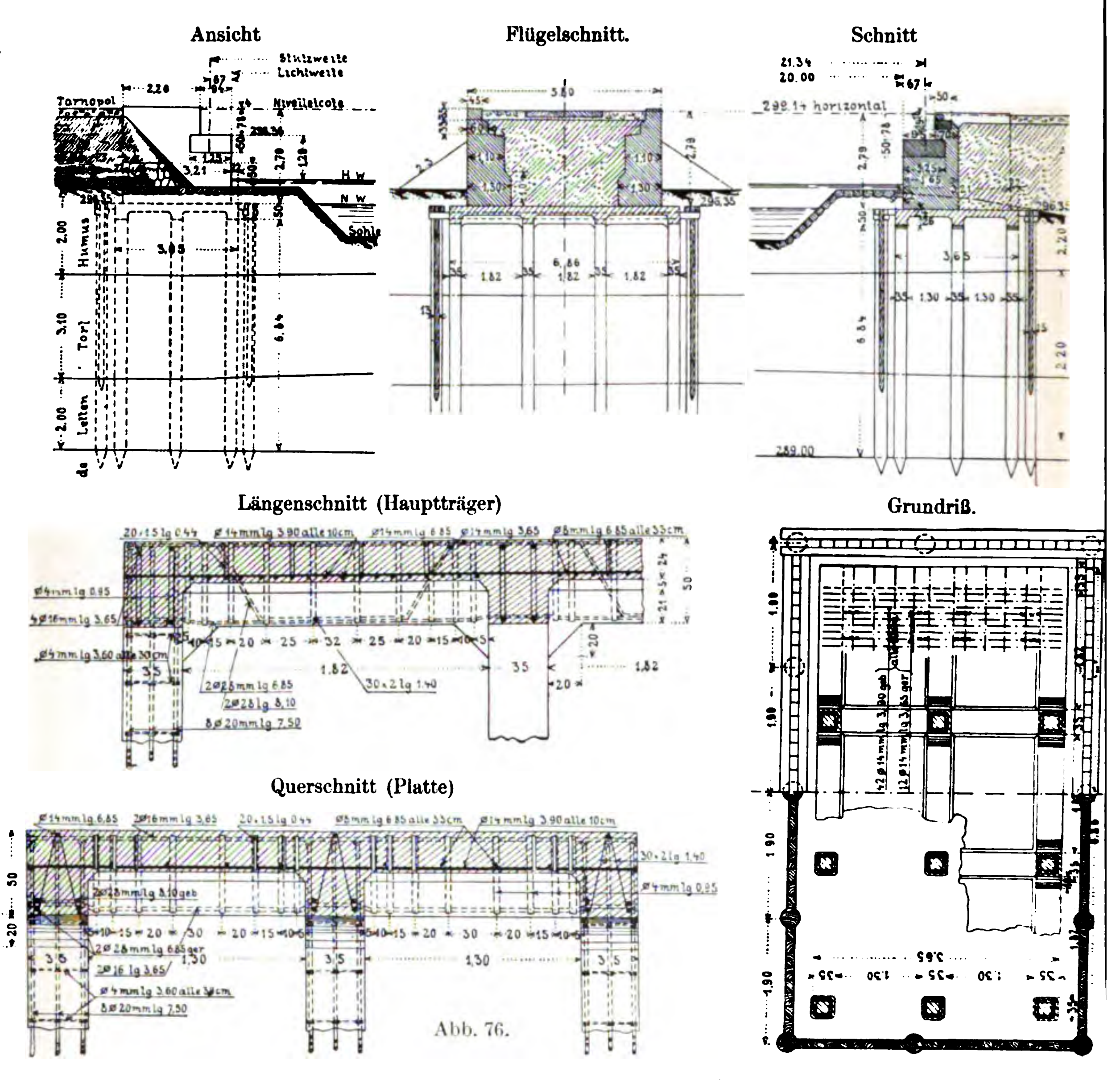


Abb. 76.

In Abb. 63 haben wir bereits den Fall kennen gelernt, wo die Platte der wichtigere Fundamentbestandteil ist. Umgekehrt kann auch die Platte nichts weiter wie ein Kellerfußboden sein. Dann sind die Piloten ohne Rücksicht auf die Platte in entsprechender Zahl mit Rücksicht auf ihre Tragfähigkeit längs der Mauer und unter den Säulen anzuordnen. Bei einer nicht genügend starken Platte bedarf es zur Sicherstellung der Tragwirkung und zur gleichmäßigen Verteilung derselben besonderer Träger und Massive, wie in Abb. 77 bei Säulengruppen von 10 Säulen bei der Schokoladenfabrik in Noisiel s. M. bei Paris.

Wir unterscheiden folgende Arten der Tiefgründung:

1. Piloten als vorher fertig hergestellte Eisenbetonsäulen, die eingerammt werden,
2. Pfeiler, darunter fassen wir alle an Ort und Stelle betonierten säulenartigen Unterstützungen zusammen,

3. Brunnen als hohle, nachträglich gewöhnlich ausgefüllte Betonröhren,
4. Caissons sind Brunnen mit oberem Abschluß zur Versenkung mittels Luftdrucks.

1. Piloten.

Die Berechtigung des Eisenbetons, als Ersatz für Holz bei Piloten zu dienen, kommt in erster Linie dort in Betracht, wo das Holz uns nicht die Gewähr gibt, eine unbeschränkte Lebensdauer zu besitzen, wo also die Gefahr besteht, entweder durch Fäulnis oder durch Insekten zerstört zu werden oder aber wo das Holz nicht die nötige Widerstandsfähigkeit bietet. Wie im Ciment 1903, Nr. 6, S. 85 mitgeteilt wird, rührt das erste Patent über Eisenbetonpiloten von einem Unternehmer, Herrn Coiseau her und fand seine erste versuchsweise Anwendung 1894 durch Coignet. Wie der ganze Eisenbeton, so hat auch dieses Gebiet erst durch die energische und zielbewußte Förderung seitens Hennébiques den richtigen Impuls erhalten und ist seinen ersten Ausführungen in Nantes 1897, Tours und Niort in rascher Folge eine Reihe großartiger Bauten gefolgt, die dieser Bauweise im Grund- und Wasserbau eine wichtige Rolle zuweisen. Die ersten deutschen Patente Hennebiques sind aus dem Jahre 1897. Sie schützen jedoch nur eine Schlaghaubenkonstruktion und eine spundwandartige Verbindung zweier Piloten. Alle größeren Anwendungen bis in die jüngste Zeit rühren von seinen Konzessionären her, unabhängig davon hat nur Ingenieur Th. Möbus die Gründung des Amtsgerichtsgebäudes am Wedding in Berlin 1902 durchgeführt.[1]) Seit dieser Zeit ist die Zahl der Anwendungen eine jährlich wachsende.

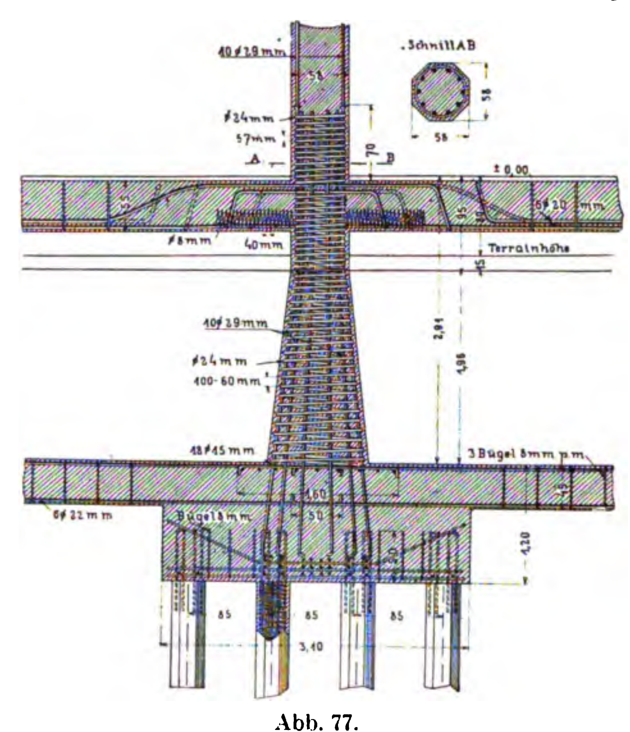


Abb. 77.

Auf diese Weise wurde es möglich, einen Mauerwerkspfeiler ohne vorheriges Ausgraben und Ausbölzen einer Baugrube herabzusenken. Es ist bezeichnend für die Tragweite und Bedeutung dieses Verfahrens, daß es der Ausgangspunkt einer Reihe von Erfindungen war, die auf denselben Zweck hinauslaufen, einen Betonpfeiler mit Umgehung des langwierigen bisher üblichen Vorganges herabzusenken und zur Gründung zu benutzen. Obwohl alle anderen unter 2 angegebenen Verfahren der Pfeilerherstellung jünger sind als die Betonpilote, so stehen dieselben doch den älteren Methoden näher, indem sie bestrebt sind, Betonpfeiler an Ort und Stelle herzustellen, also die Nachteile zu umgehen, die durch die notwendige Zeit gegeben erscheinen, die eine fertige Pilote benötigt, bevor sie gerammt werden kann, und die durch die Unerfahrenheit der gewöhnlichen Unternehmer für diese Arbeit besonders wichtig werden.

Alle diese Verfahren bedürfen aber einer besonderen Vorrichtung, die einen Ersatz für die fertige Form insofern bietet, als sie es ermöglicht, die für die Piloten not-

[1]) Siehe Hertel Beton u. Eisen 1903, S. 246.

Es braucht nicht weiter ausgeführt zu werden, daß die verschiedenen Imprägnierungsverfahren die Lebensdauer der Piloten bedeutend verlängern können, und daß ein gleichzeitiges Einhüllen in Beton diese Wirkung weiter erhöht.

b) Schutz gegen den Bohrwurm (Teredo navalis), die Lohassel (Limnoria Terebanum), Holzassel (Limnoria lignorum) und die Larve des Käfers (Nacerdes melanura). Auch gegen diese mannigfachen Feinde der Holzpiloten bieten die Teerung und sonstige Imprägnierungen nur einen vorübergehenden Schutz. Abb. 82 zeigt die Arbeit des Teredo an geteerten Piloten nach 6 Monaten. Glücklicherweise beschränken sich diese Feinde des Holzes in ihrem Aufenthalt auf die Meeresküste, wo aber dann der Ingenieur vor eine doppelt schwierige Aufgabe gestellt ist, da auch alle anderen Baumaterialien in dieser Lage einer besonders intensiven Zerstörung ausgesetzt sind. Die Angriffspunkte der verschiedenen Weichtiere und Insekten liegen zwischen 10 cm unter dem Meeresschlamm bis 30 cm über der höchsten Flut. Es handelt sich also darum, diese Fläche gegen eine direkte Berührung mit Meerwasser zu schützen. Dies geschieht in verschiedener Weise mit Hilfe von Beton, so z. B. durch einen Betonvorhang, wie aus den folgenden Beispielen ersichtlich.



Abb. 82.

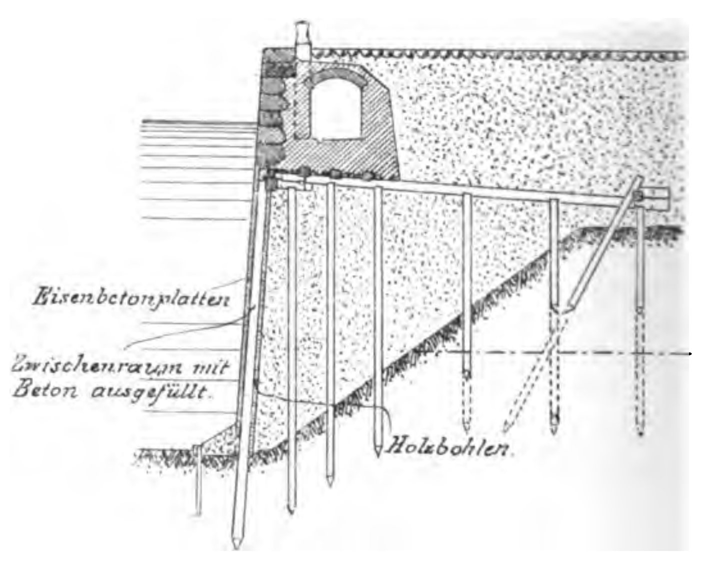


Abb. 83.

Bei der auf hohem Pfahlrost gegründeten, im oberen Teile massiven Kaimauer des Kopenhagener Freihafens wurde die vorderste Pfahlreihe auf der Außenseite mit Monierplatten von 6 cm Stärke, auf der Innenseite mit Holzbohlen verkleidet und der Raum zwischen beiden Wänden mit Beton in der Mischung 1 : 5 : 10 ausgefüllt, Abb. 83. Auf diese Weise erhielt der unter Wasser befindliche Teil der Kaimauer eine von dem Bohrwurm und ähnlichen Schädlingen unangreifbare Schutzhaut, gleichzeitig wurde für die Hinterfüllungserde der erforderliche dichte Abschluß gewonnen.[1])

Das gleiche Ziel wurde bei der Kaimauer im Hafen von Kiautschou durch Anordnung einer Eisenbetonspundwand an der Vorderseite des Pfahlrostes erreicht,[2]) Abb. 84, deren Bewehrung nach der von Rechtern ersonnenen Anordnung aus I-Eisen besteht. Zu beachten ist ferner bei diesem Bauwerk, daß die auf den Pfahlköpfen ruhende

[1]) Christophe, Der Eisenbeton und seine Anwendungen.

[2]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1900. S. 616.

Betonplatte durch in der Längsrichtung angeordnete ⊏-Eisen verstärkt ist, die die Pfähle zangenartig umfassen.

Ferner dient demselben Zweck eine Schutzwand vor der zu hoch gegründeten Kaimauer im Fischereihafen von Sables d'Olonnest,[1]) Abb. 85, bei der eine nach der Bauweise Hennebique angefertigte Spundwand vor die vorhandene Mauer gerammt und mit ihr durch eine Eisenbetonverankerung verbunden wurde. Die Spundbohlen erhielten wegen des aus hartem Kleiboden mit Steinen bestehenden Untergrundes eiserne Schuhe und zeigten sich nach dem Einrammen unbeschädigt und wasserdicht. Vor dem Einbringen wurden sie mit warm gemachtem Teer oder einer Mischung von Harz, Öl und Schwefel gestrichen, um der schädlichen Einwirkung des Seewassers zu begegnen.

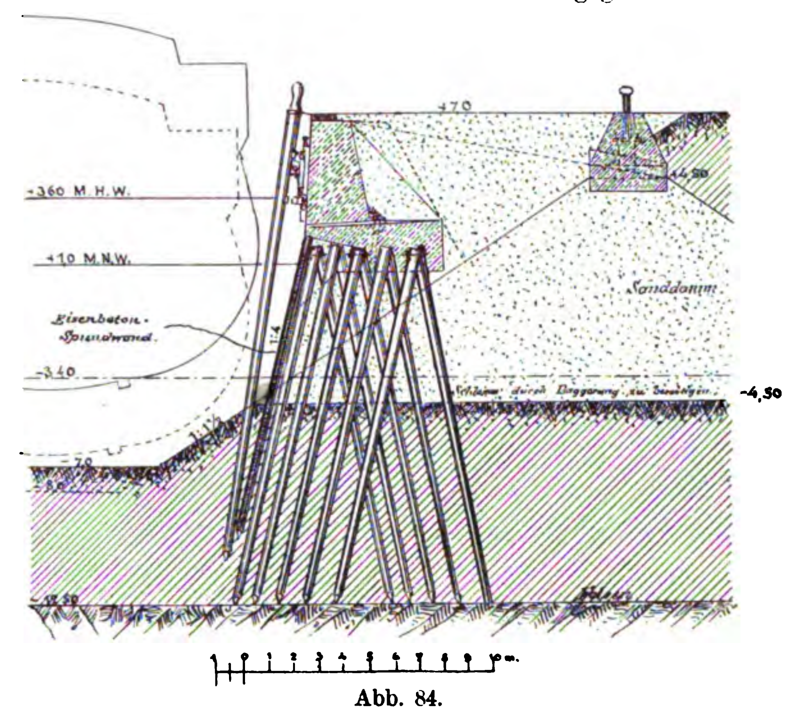


Abb. 84.

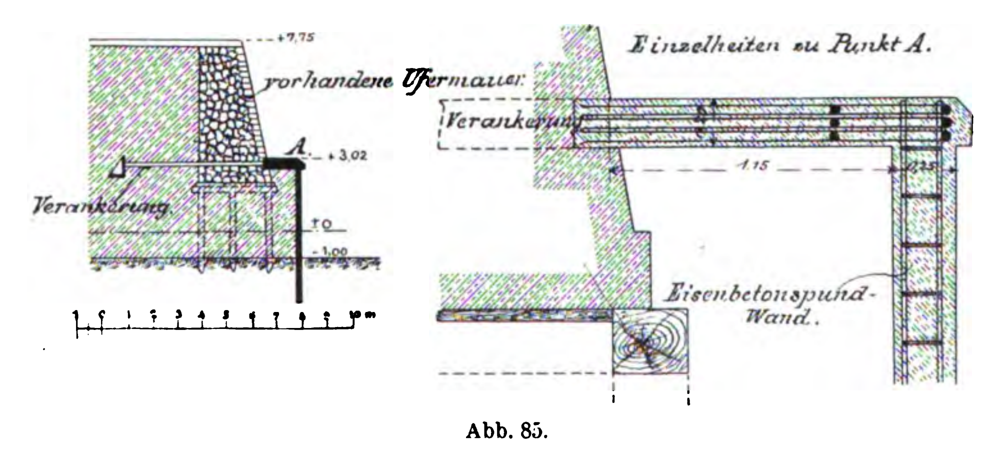


Abb. 85.

Schließlich zeigt Abb. 86 u. 87 eine Kaimauer der Fitchbury-Eisenbahn im Hafen des Arsenals der Verein. Staaten-Regierung in Charlestown. Es ist hierbei nicht nur die Verbindung des Betons mit Köpfen der Holzkrippen bemerkenswert, sondern auch die Art der Armatur durch Streckmetall in der Mitte der etwa 60 cm starken Betonwand.

---

[1]) Tydschrift van het Kon. Inst. van Ingenieurs 1902. S. 144.

Gewöhnlich zieht man es vor, jeden Piloten einzeln zu umhüllen, obwohl auch eine Zusammenfassung von einzelnen Pilotengruppen versucht wurde. Dieser Schutz eines Piloten kann am besten durch Röhren aus Eisenbeton hergestellt werden. Diese Hülsen können aus aufgeschobenen Röhren bestehen, wie sie uns Abb. 88 in der einfachsten

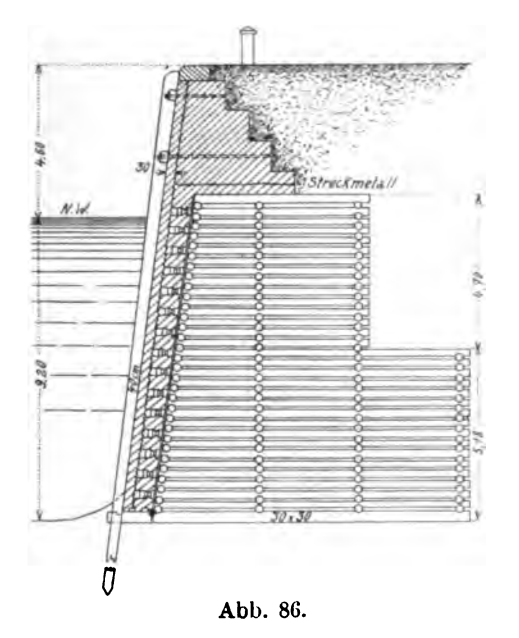


Abb. 86.


Abb. 87.

Form zeigt. Eine Anwendung bei der Brücke über den Cockl Creek bei Sydney stammt von 1901. Für größere Arbeiten ist die in Abb. 89 ersichtliche Herstellung aus zwei Hälften besser verwendbar, umsomehr, als sie auch nachträglich angebracht werden kann und eine Reparatur gestattet. In jedem Falle muß der Pilot zu seiner vollständigen Sicherung in der oben erwähnten Ausdehnung bedeckt sein, und zeigt uns Abb. 90 ein ausgeführtes Beispiel dieser Art. Der Zwischenraum zwischen Röhre und Piloten wird nach Auspumpen mit Beton oder auch mit eingestampftem reinen Sand gefüllt. Das letztere Füllmaterial soll vollständig verläßlich sein und hat den Vorteil, den Piloten kleinere Bewegungen innerhalb der Umhüllung zu gestatten. Oben muß die Röhre immer mit Beton abgeschlossen werden, und empfiehlt es sich (Abb. 88), die Armatureisen des Überbaues in die Röhre hinabreichen zu lassen. Ausführungen dieser Art sind zahlreich an den Küsten Nord-Amerikas herrührend von der Lock-Joint Pile Co.

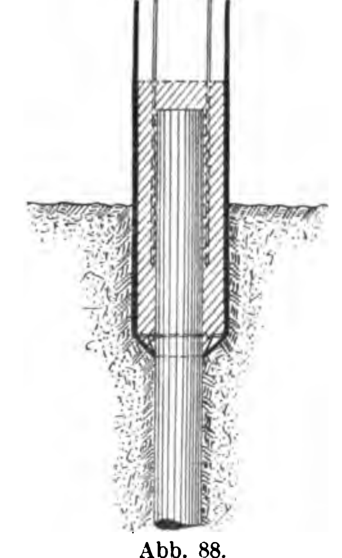

Abb. 88.


Abb. 89.

Schutz eiserner Tragpfähle. Eiserne Piloten sind nur bei gleichzeitigem Zutritt von Luft und Wasser der Verrostung ausgesetzt. Es genügt daher, sie nur

soweit mit Beton zu umhüllen, als sie aus dem Grundwasser herausragen, wenn man ihren Bestand sichergestellt haben will. Ein Beispiel dieser Art bieten uns die Brückenwiderlager und Pfeiler, wie sie Herr Oberingenieur Roßmanith in „Beton u. Eisen“ 1906, Seite 59 beschreibt. Der Herrn Rechtern patentierte Pilot aus I-Eisen mit einer Schutzschicht aus Beton (Zentralblatt d. Bauverwaltung 1900, S. 617) gehört auch hierher (Abb. 84). Eine weitere Ausführung dieser Art sind die betonumhüllten Eisenpfähle der Landungsbrücke von Lome in Togo, wie sie dort von der Vereinigten Maschinenfabrik Augsburg Nürnberg ausgeführt wurden. Näheres enthält die Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1904, S. 1803, sowie eine Ausführung der Concrete Steel Eng. Co. in Neuyork, beschrieben in Eng. News vom 6. September 1906 bei einem Kai in Atlantic City.


Abb. 90.

Gerammte Eisenbetonpiloten. Holzpiloten haben außer dem bereits erwähnten noch den weiteren Nachteil, daß sich bei denselben während des Rammens durch

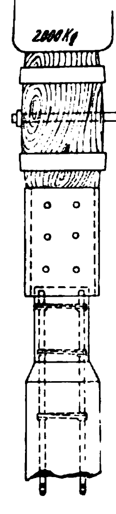

Abb. 91.


Abb. 92.

schweren Boden Zerstörungserscheinungen unterhalb im Erdreich einstellen, für deren Vorhandensein wir keinen sicheren Anhaltspunkt haben, da sich der Verlust an Tragfähigkeit äußerlich in derselben Weise anzeigt, wie dies auch sonst beim Durchschlagen durch härtere Bodenschichten zu geschehen pflegt.[1]) Gelingt es, nach einem längeren Stillstand durch einen größeren Kraftaufwand die harte Schicht zu durchbrechen, so ist ein

[1]) Eng. News vom 25. Nov. 1902, S. 326.

stärkeres Ziehen der Piloten natürlich, ohne daß man beurteilen kann, ob hierbei die Piloten, sei es an der Spitze oder aber sonst an einer schwachen Stelle in der Mitte zerstört worden sind. Ein Beispiel dieser Art zeigt uns die Abb. 91, die uns den seltenen Fall einiger später wieder bloßgelegte Piloten von den Hafenbauten in Danville, Ill. darstellt. Es wurden dort Piloten, die am schwachen Ende etwa 20 cm stark waren, 5,40 m mit einem Bärgewicht von 1000 kg eingetrieben. Man sah darauf, daß dieselben durch die leichten überlagernden Schichten hindurch bis zu einem festen Lehm hinabgetrieben wurden, in welchen man sie einige Zentimeter mit dem dargestellten Effekte hineinzutreiben versuchte. Gerade bei einem Boden, in welchem wasserführende und feste Schichten wechseln, wiederholt sich immer die Aufgabe, die letzteren zu durchrammen, soweit sie nicht verläßlich genug erscheinen, und dabei tritt dieselbe Erscheinung zutage, wenn dieser Widerstand ihre Eigenfestigkeiten übertrifft. Abb. 92 zeigt uns mehrere derartige, später wieder entfernte Piloten, die man für vollständig tragfähig hielt. Erst nachträglich beim Umbau erfuhr man den Grund für die Senkung des Bauwerks. Man ist gezwungen, in solch einem Falle zu außergewöhnlich starken Piloten zu greifen, um so die Zerstörung während des Einrammens zu verhindern. Dementgegen sei auf einen Versuch Considères verwiesen, wo die Rammung über den völligen Stillstand der 17 m langen Pfähle hinaus fortgesetzt wurde,[1]) ohne schädliche Folgen herbeizuführen. Während aber die Verstärkung des Querschnittes bei einem Holzpfahl ebenso wie eine außergewöhnliche Länge sehr kostspielig, wenn nicht unmöglich ist, bleibt es bei den Eisenbetonpiloten allein dem freien Ermessen des Ingenieurs anheimgestellt, welche Abmessungen er denselben gibt.



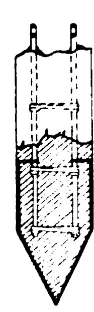


Abb. 93.

Hennebique hat zunächst den Pfahl in derselben Weise gebaut wie eine Säule (Abb. 93). Die Pfahlspitze wurde mit Eisenblech armiert und der Zerstörung des Pfahlkopfes durch elastische Zwischenmittel einer Jungfer vorgebeugt. Über den Einfluß, den die richtige Armierung auf die Festigkeit der Pfähle hatte, war man sich anfangs nicht hinreichend klar und mußte man dort, wo man sich zur versuchsweisen Anwendung entschloß, ein entsprechendes Lehrgeld zahlen. Manche über den ganzen Vorschlag abfällige fachliche Äußerung stammt aus dieser Zeit, trotzdem sich die Ausführungen zunächst auf Bauten in Seeschlamm oder entsprechend weichem Terrain beschränkt haben, wie es an der Meeresküste Frankreichs, Englands, Hollands und an einigen Punkten des Binnenlandes, wie Nantes vorgefunden wird. Der erste systematische Nachweis über die richtige Armaturform ist beim Baue des Amtsgerichtsgebäudes auf dem Wedding in Berlin 1902 gelungen, wo die Rolle der Querarmatur durch Versuchspfähle mit verschiedenen Eiseneinlagen klargelegt wurde.[2]) Der heutige Stand der Frage wird durch die in der Abb. 94 und 95 dargestellten Querschnittsformen gekennzeichnet, wie sie Züblin und Considère gebrauchen. Bezüglich der Pfahlspitze ist der Gebrauch eines besonderen Eisenbeschlages ebenso wie bei Holzpfählen kein unbedingt notwendiger, sondern ein vom jeweiligen Boden abhängiger. Die Abb. 96 zeigt uns die von Züblin patentierte Form derselben und bezüglich anderer Lösungen sei auf die Abb. 97a bei umschnürten Piloten verwiesen. Der in Abb. 97a gezeigte Schuh ist bei der Rekon-

[1]) Beton u. Eisen 1906. S. 298.
[2]) Beton u. Eisen 1903. S. 296.

struktion des Kais (s. Abb. 85, Kapitel Mauerwerksbau) gebraucht worden, während in dem festeren Boden bei Noisiel (Abb. 95) die Pfahlspitze eines 35 cm-Piloten nur 40 cm

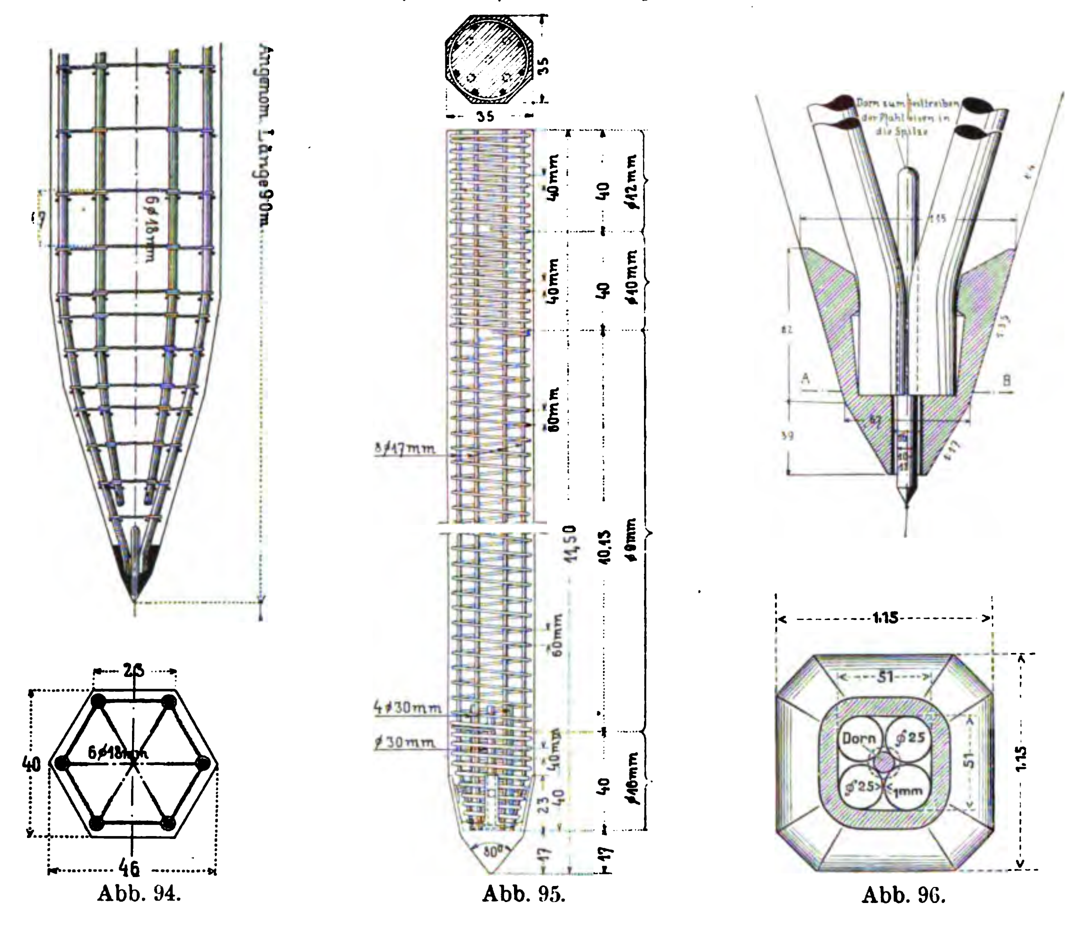


Abb. 94. Abb. 95. Abb. 96.

lang war und einen Winkel von 80° gezeigt hat. Es muß auch hier der Winkel des Schuhes dem Bodenmaterial angepaßt werden. Je fester der Boden, desto weniger schlank dürfen die Spitzen sein, als deren mittleres Maß der zweifache Pfahldurchmesser gilt. Abb. 100 zeigt eine ältere Form derselben beim Ladekai in Woolston. Eine andere Form der Spitze als Abb. 97a zeigt Abb. 97b, wie sie bei der Ladebrücke in Novorosisk (Rußland) Verwendung fand. Eine mit Blech beschlagene Pilotenspitze zeigt Tafel III, Abb. 10c sowie Abb. 24 des Kapitels Wasserbau. Die Länge solcher Pfähle ist, wie bereits erwähnt, nicht beschränkt, jedoch wird es sich selbst bei größeren eingerammten Längen, immer aber bei Langpfählen empfehlen, bei denselben über ein gewisses, durch die Höhe des Rammgerüstes gegebenes Maß nicht

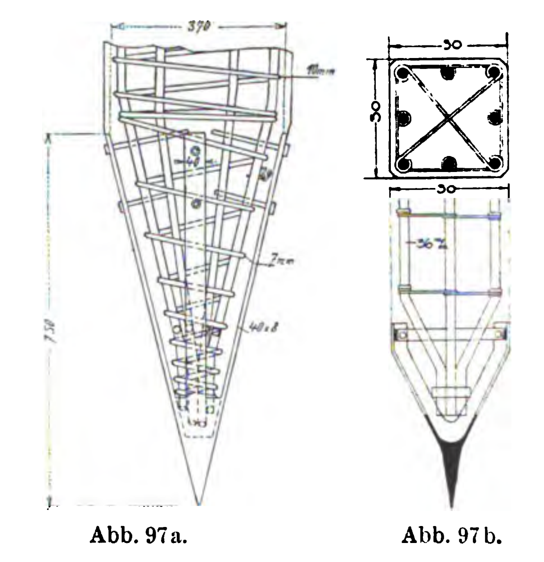


Abb. 97a. Abb. 97b.

hinauszugehen, sondern die Piloten später aufzupfropfen. Dieser auch sonst in der Verbindung mit dem Aufbau befolgte Vorgang, besteht in der Entfernung des Betons vom Pfahlkopf und Einbetonierung der bloßgelegten Armatur gemeinsam mit der Verlängerung.

Bei den ersten Herstellungen von Eisenbetonpiloten glaubte man, darauf Gewicht legen zu müssen, daß der Beton in die Piloten auch stehend eingerammt wird. Es bedurfte dies umfangreicher Gerüstungen wie aus den Beschreibungen in Southampton oder in Hamburg in „Beton u. Eisen" 1903/4 ersichtlich, wobei die Kosten des Vorganges sich wesentlich erhöhten. Heute weiß man, daß auch liegend hergestellte Piloten eine hinreichende Festigkeit ergeben, was wesentlich einfacher ist. Bei der Mischung kommt in erster Linie in Betracht, wie lange man den Piloten Zeit zur Erhärtung gibt. Bei einer Mischung von 1 : 2 : 3 sollte der Pilot wenigstens fünf Wochen Zeit zur Erhärtung haben. Je früher sie in Gebrauch genommen wird, desto fetter muß die Mischung sein.

Considère verwendete in Noisiel 450 kg Portlandzement auf 1 m^3 Beton (400 l Sand bis 5 mm und 800 l Schotter 10 bis 25 mm). Alter der Pfähle 90 bis 50 Tage, bei noch jüngeren wurde die Fallhöhe des 2000 kg-Bären von 2 auf 1,20 m herabgesetzt. Hennebique beim Viadukt in Merxem[1]) 900 l Rollschotter, 500 l Sand auf 350 kg Zement. Bärengewicht 900 kg, Fallhöhe 1,3 m. Diese mit 25 kg/cm^2 belasteten Piloten haben nach 6 Wochen eine Bruchlast von 108 bis 160 kg/cm^2 ergeben.

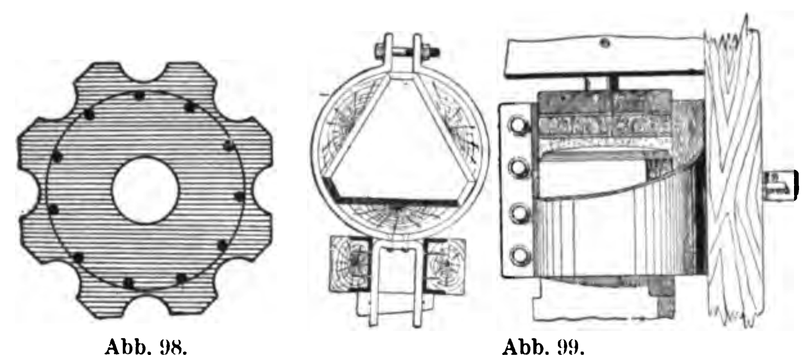


Abb. 98. Abb. 99.

Die Längsarmatur hat die Aufgabe, den Transport zu erleichtern und der Knickbeanspruchung während des Einrammens Widerstand zu leisten, sie kann daher nicht unter ein gewisses Maß herabgesetzt werden, obwohl sie für die Bestimmung nur als ein Teil der Umschnürung von Bedeutung ist. Anders liegen die Verhältnisse, wenn der Pilot als Verankerung dient und durch Seitenkräfte auf Biegung beansprucht ist. (Siehe verankerte Stütz- und Kaimauern.) Diese Kräfte sind in der Armatur entsprechend zu berücksichtigen. Considère armiert seine Pfähle bei reinem Druck mit 1,8 vH. in der Länge und 1,2 vH. in der Quere. Die Längsarmaturen betragen sonst 1,5 bis etwas unter 1 vH. des gesamten Querschnitts, so z. B. 4 R.-E. 14 mm auf 35 : 35 in Merxem, d. i. nur $^1/_2$ vH. bei 4 m langen Piloten.

Die Querarmatur wird nach denselben Gesichtspunkten wie bei Säulen zu beurteilen sein und sei auf die weiter angeführten Beispiele verwiesen. Für die Querschnittsform sind die verschiedensten Drei- und Mehrecke angewendet worden, ohne daß sich für dieselben besondere Vorteile anführen ließen, mit einziger Ausnahme der nach Gilbreth vorgeschlagenen (Abb. 99), die dem Piloten eine gute Führung beim Eintreiben sowie eine vermehrte Reibung sichert. Es ist Aufgabe einer besonders kräftigen Schlaghaube gewesen, den direkten, den Beton zerstörenden Stoß des Bären zu mildern und zu verteilen. Dies geschah durch einen den Kopf des Piloten umfassenden Ring und Zwischenmittel zwischen denselben und dem Bären. Die Abb. 93 zeigt uns die alte Anordnung von Hennebique, an welcher derselbe auch noch heute festhält[1]), Abb. 99 zeigt die in Berlin 1902 angewendete Vorrichtung. Abb. 101 jene, wie sie Züblin auf Grund

[1]) Annales de travaux publique en Belgique 1907 S. 45. sowie Tafel III. Abb. 13 u. 14.

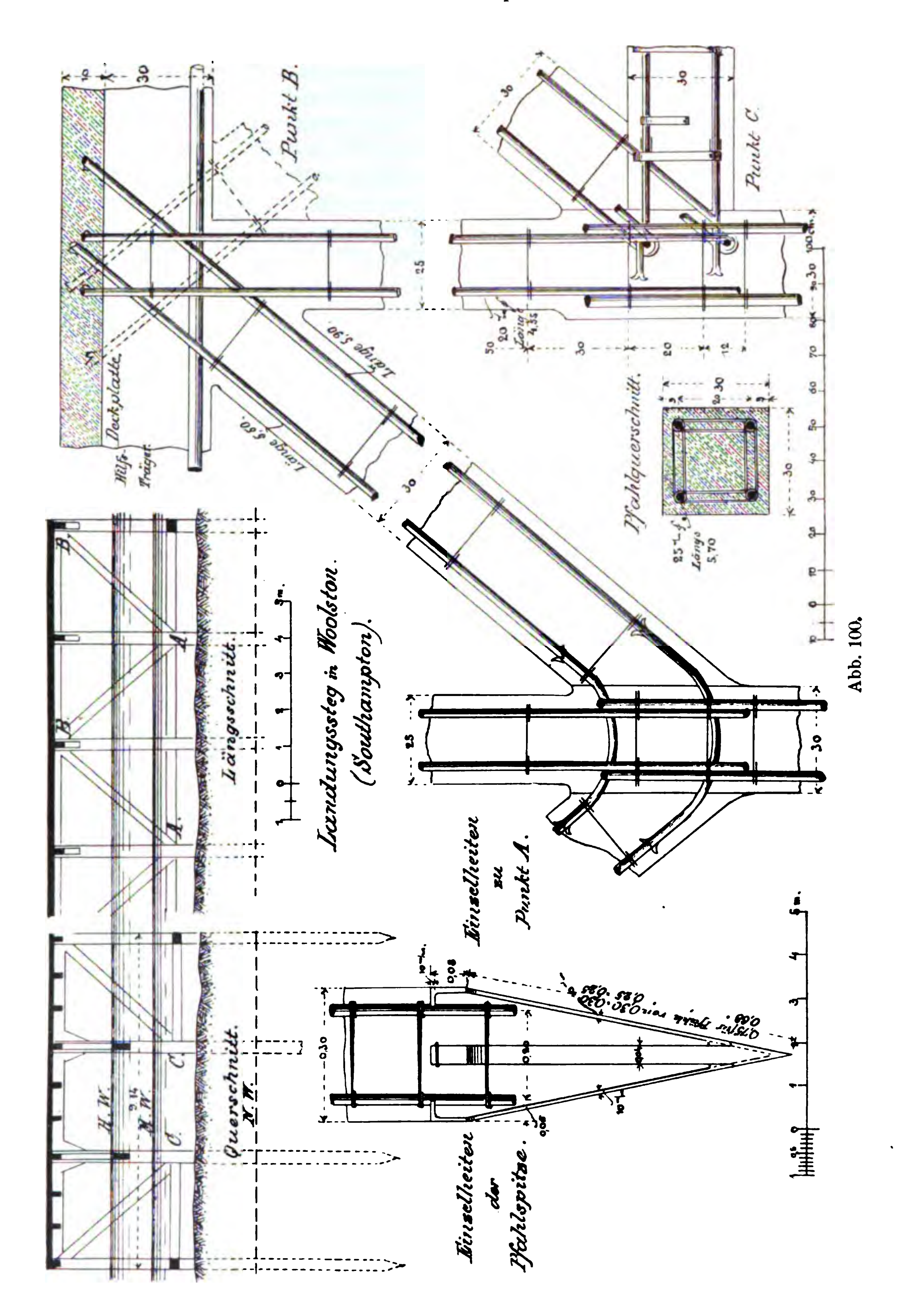

Landungssteg in Woolston.
(Southampton).
Längsschnitt.
Querschnitt.
Punkt B.
Punkt C.
Deckplatte.
Hilfs-Träger.
Pfahlquerschnitt.
Einzelheiten zu Punkt A.
Einzelheiten der Pfahlspitze.

Abb. 100.

seiner Erfahrungen mit Hennebiqueschen Piloten entworfen hat, wie jene von Gilbreth mit Druckrohr in Abb. 102. T. Larsen versucht die Frage durch eine direkte Übertragung des Stoßes mittels eines zentralen Eisenrohres auf den Pfahlschuh zu lösen.[1]) Considère verzichtet bei seinen verschnürten Piloten neuerdings beim Bau in Noisiel auf dieselben ganz und berichtet in Beton u. Eisen 1906, Seite 297, daß unter den 470 eingeschlagenen Piloten nicht ein einziger zerstört wurde, trotzdem mit einem Bärgewicht von 2000 kg, einer Fallhöhe bis 2 m bis zum vollständigen Stillstande gerammt wurde. Unter den Stößen des Rammbären hat sich dabei eine 8 bis 15 cm oberste Schicht gelockert, die ja sowieso entfernt werden muß. Es ist dies mit Rücksicht auf den großen Kraftverlust obiger Anordnung als ein wesentlicher Fortschritt zu bezeichnen. Wie aus den Abb. 94 und 95 ersichtlich, hat man die Verschnürungen am Kopf und in der Spitze entsprechend verstärkt.

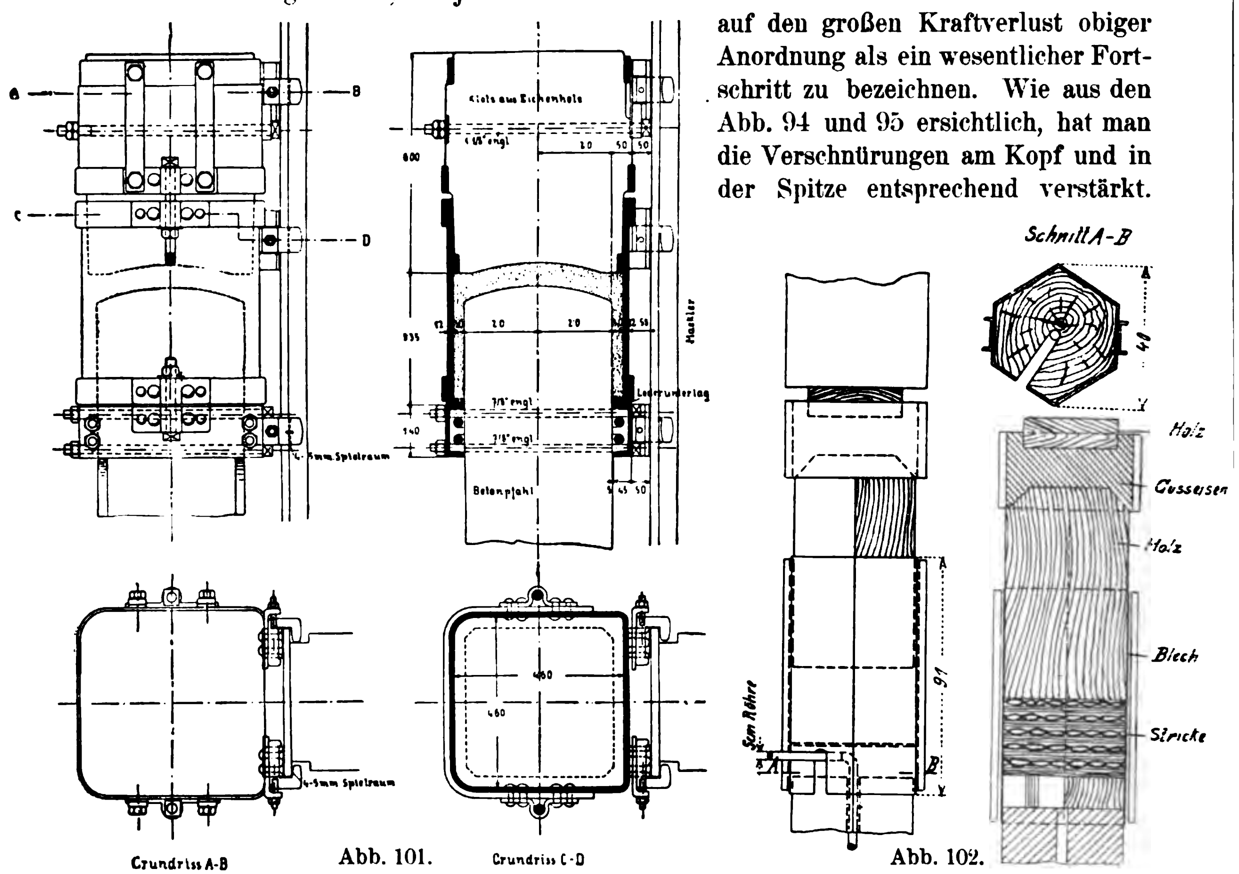


Abb. 101. Abb. 102.

Um zunächst einige ältere Beispiele anzuführen: Kaimauer in Chautenay-sur-Loire bei Nantes (Abb. 176 des Kapitels „Wasserbau") ist der erste größere von Hennebique ausgeführte Bau 1897; Landungskai in Southampton hat quadratische Piloten 30/30, Länge 10 bis 12 m, Kosten 325 Francs für 1 lfd. m Mauer; Bau in Nantes „Grand Moulin" (Abb. 175 des Kapitels „Wasserbau"); Abb. 100 stellt den Ladekai in Woolston mit einer Nutzlast von 2800 kg/m² und einem 30 t-Tram dar, siehe auch Abbildung im Kapitel „Wasserbau"; den 250 m langen Promenadenkai in Arachon; die Ufermauer in Cherbourg, Pilotenquerschnitt 40/40, 14,8 m lang; den Ladekai in Dagenham. Ferner Abb. 156, 157, 158, 163, 164, 168, 172, 173 usw. des Kapitels „Wasserbau". Als Beispiele von auf Betonpiloten fundierten Bogenbrücken seien die folgenden aus der großen Zahl erwähnt: Brücke in Voserecenskaia.[2]) Brücke in Soissons über die Aisne.[1])

[1]) Zentralbl. d. Bauverwaltung 1907. 23. Februar, S. 120.

[2]) Relevé des travaux en système Hennebique 1904, S. 115.

Viadukt in Merxem.[2]) Eines der vielen Beispiele einer Wand von Flachbürsten in Eisenbeton 15 × 35 mit Eisenpfeilern 30 × 30 cm zeigen Abb. 24 bis 27 des Kapitels „Wasserbau“ sowie ebendort unter Kaimauern, ferner Abb. 78 des Kapitels Mauerwerksbau. Eine interessante Ausführung dieser Art hat auch Sydney.

Schließlich sei noch aus der großen Zahl von Beispielen der Ladungskai in Brunswick Ja.[3]) erwähnt, der allein 1450 Piloten von 9,6 bis 15 m Länge erfordert hat.

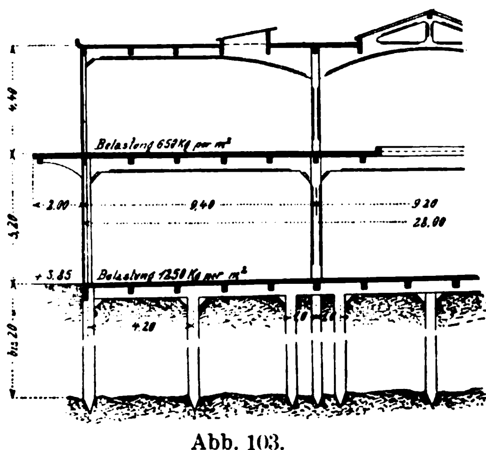


Abb. 103.

Die erste Ausführung in Deutschland rührt von Züblin her, der 1897 zunächst dem deutschen Patentamt die Methode mittels Probepilotierungen vorgeführt hat. Die erste Anwendung geschah bei Brückenfundamenten bei der Flutbrücke bei Brunath über die Larg,[4]) später noch bei folgenden Brücken: bei Brüninghofen, über die Zemds, bei Kogenheim bei der Verbreiterung der Weißturmbrücke und der Steinbrücke in Straßburg. In dem letzten Falle waren fünfeckige Piloten (Abb. 94) von 34 cm im Durchmesser, 4,5 m lang im Gebrauch. Bärgewicht 1500 kg, Hubhöhe 1,2 bis 2 m, bei durchschnittlichem Ziehen 3 mm für den Schlag. Es waren daher 900 bis 1200 Schläge nötig. — Ferner bei den Brückenbauten der Firmen Thormann u. Stiefel in Augsburg, sowie Herzan u. Uhlir in Prerau, Zachariewicz & Sosnowsky in Lemberg. (Abb. 76). Größere Hochbauten, die auf Eisenbetonpfählen ruhen, sind die folgenden: die Landungshalle der Holland-Amerika-Linie in Rot-


Abb. 104.



[1]) Annales des ponts et chaussées 1903 III, 1904 I.

[2]) Annales des travaux publiques de Belgique, 1907, Febr.

[3]) Eng. News, 20. Dezember 1906, S. 655.

[4]) „Beton u. Eisen“, 1903, S. 9.

terdam am Wilhelmskai (Abb. 103), das Amtsgerichtsgebäude auf dem Wedding bei Berlin. Der Querschnitt ist ein Dreieck, fester Grund war in 22 m, Länge 5 bis 8 m, Anzahl 900. Rammbär 2500 kg mit 2 m Fallhöhe. Kosten 10 Mark für 1 lfd. m. Hauptbahnhof in Hamburg. Quadratische Pfähle 36/36, Querverband alle 25 cm, Länge 5 bis 12 m, Anzahl 580. Bei dieser bedeutenden, unter der Leitung des Ingenieurs Deimling ausgeführten Arbeit sind jene wertvollen Erfahrungen gesammelt worden, die die Firma Züblin in ihren späteren Arbeiten anzuwenden in der Lage war. Die Einzelheiten derselben finden sich in Heft III und IV, 1904 von Beton u. Eisen ausführlich dargestellt. Die Arbeit war in jeder Hinsicht eine äußerst schwierige. Hier sei nur die Beschreibung der in Abb. 104 dargestellten Ramme von Menck u. Hambrock wiederholt.

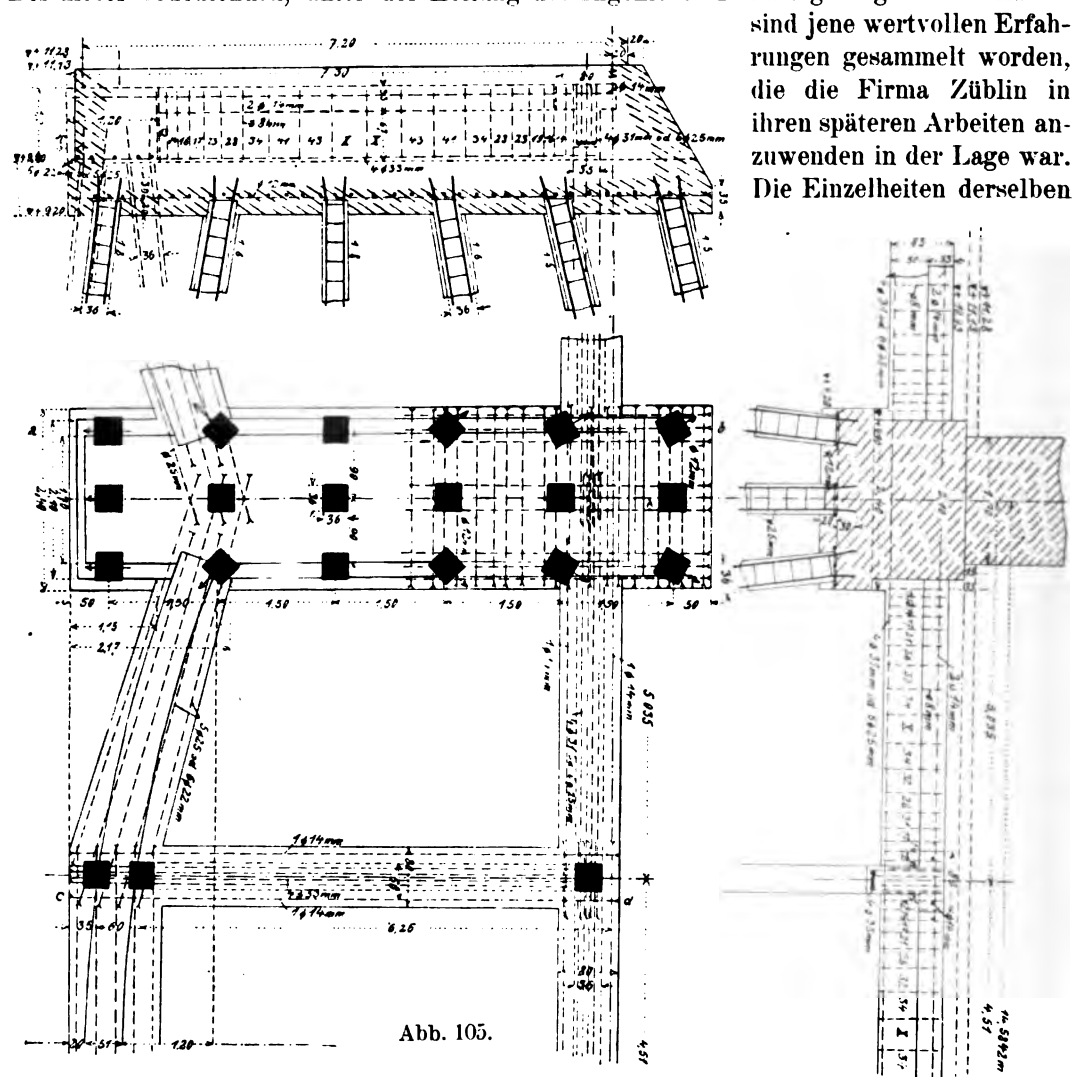
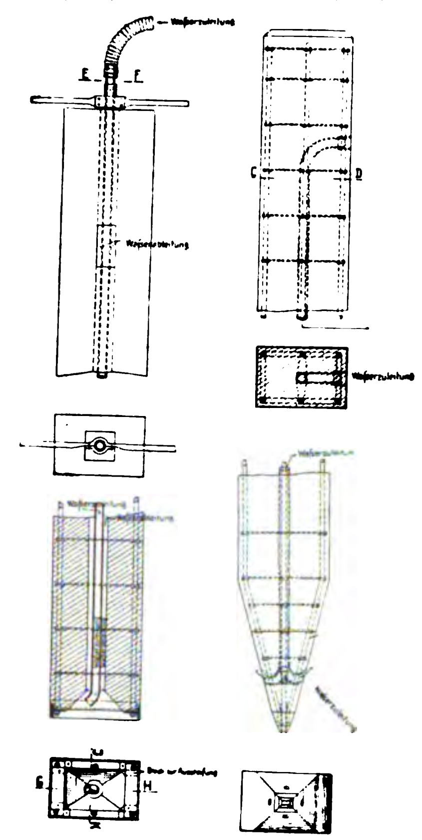


Abb. 105.

Die Ramme war fahrbar, drehbar und kippbar, ermöglichte ein exaktes Einstellen, Herabholen der 4 t schweren Piloten ohne Abhängen des Bären. Auf vier Laufrollen in Distanz von 3,5 cm baute sich der sogenannte Wagen auf, der aus Unter-, Mittel- und Oberwagen besteht und das Gewicht samt Maschine, Kessel usw. trägt. Zur Ausgleichung der Gewichte war Maschine und Kessel möglichst hinten angeordnet.

Zwischen Unter- und Mittelwagen befand sich ein Zahnkranz, auf dessen Innenseite ein Zahnrad läuft, das, fest mit der Oberkonstruktion verbunden, durch Ketten-

getriebe in Drehung versetzt, die Ramme um ihre Mittellage dreht. Unterhalb des Wagens, im inneren Teile, lagerte eine Kettenrolle, an welcher sich die Ramme längs des Gleises unter Zuhilfenahme einer beiderseits festzumachenden Kette hinzieht und so die Längsbewegung ermöglicht.



Zwischen Ober- und Mittelwagen war eine Gleitbahn eingelegt, die zum genauen Einstellen und Verschieben des Oberwagens um 80 cm dient.

Eine Schraubenspindel am hinteren unteren Teile des Gerüstes läßt Schrägstellung nach vorn in 1 : 10, nach hinten in 1 : 5 zu. Der vorn geschlossene Mäkler ist teilbar und so eingerichtet, daß bei tiefliegenden Fundamenten ein Herablassen bis zum Betrage von 4 m ohne weiteres möglich ist. Der Bär hatte 4 t Gewicht und wird mittels Drahtseils durch eine 8 pferdige Duplexmaschine angehoben; er ist in verschiedenen Höhenlagen feststeckbar.

Zur Heranholung der Pfähle war seitlich der

Abb. 106.

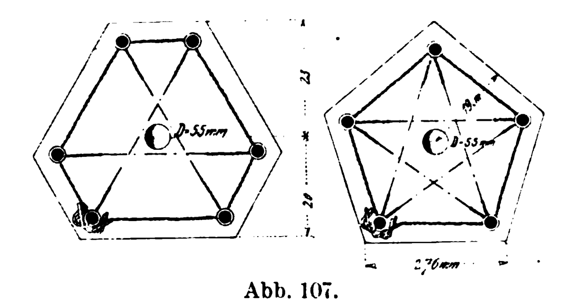


Abb. 107.

Hauptantriebwinde eine kleinere angebracht, die eine lose Rolle antreibt, an welche der Pfahl angehängt wird, und die beim Rammen hinter demselben herabgleitet.

Jede Etage war mit rückklappbarem Podest versehen, damit der Arbeiter beim Festmachen und Umstampfen festen Stand fassen kann. Der an die Ramme herangeholte Pfahl wurde nun erst mit dem Mäkler durch Gleitbacken und Führungsringe verbunden, je nach seiner Länge ein- oder zweimal, dann hochgezogen und ihm die eigentliche Schlaghaube übergestülpt.



Abb. 108.

Letztere, aus starkem Blech in Viereckform hergestellt, setzt sich auf den Führungsring auf und wurde mit diesem, um unten einen dichten Abschluß zu erzielen, durch Schrauben fest verbunden. Zwischen Haube und Pfahl verbleibt rings ein Spielraum von 3 cm, der mit feuchtem, gut eingestampftem Sand ausgefüllt wird und jedes seitliche Ausweichen des Betons infolge seiner Pressung und genauen Anschmiegung verhindert.

Über dem Pfahlkopfe (die Haube ragte mit ihrer Länge von 60 cm noch 0,2 cm höher) schüttete man nun Sägespäne ein, komprimierte sie etwas und legte zum Abschluß einen Eschenklotz auf, der, kräftig armiert, den direkten Schlag des Bären aufzunehmen hatte. Sämtliche Vorbereitungen zum Rammen sind soweit nun erledigt und konnte jeweilig mit dem Schlagen begonnen werden.

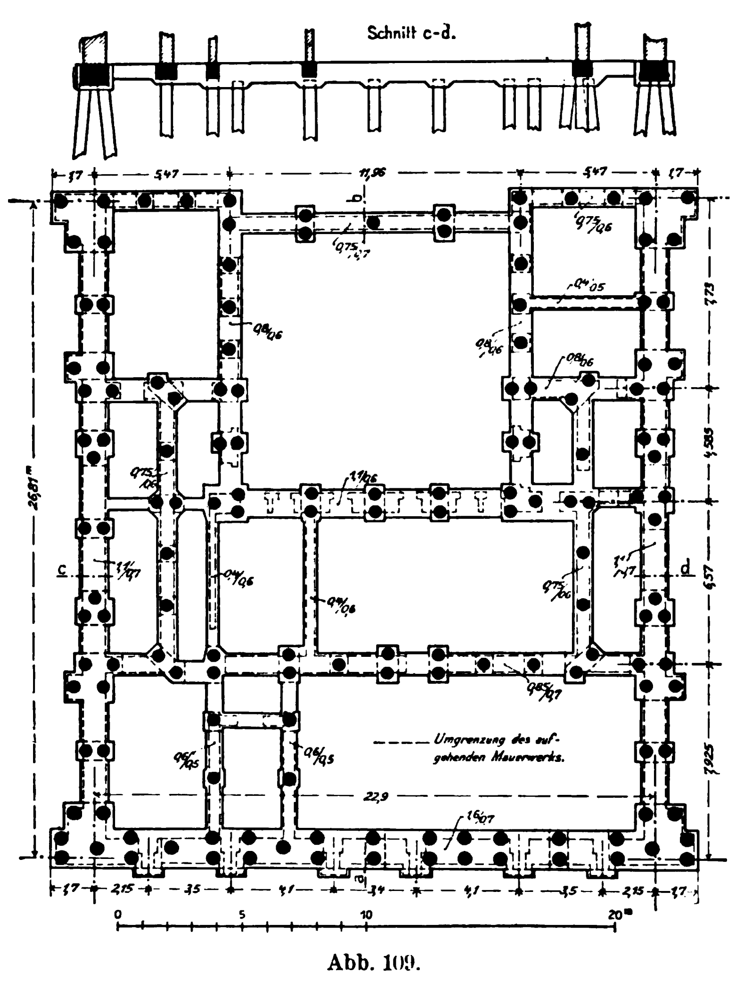


Abb. 109.

Eine Darstellung eines dort angewendeten Kasemattenpfeilers gibt die Abb. 105.

Für die Berechnung bedient man sich heute noch der für Holzpfähle üblichen Formeln. Bezeichnen wir die Fallhöhe mit h, die Eindringung mit t, Pfahlgewicht Q, Bärgewicht R, so ist nach Brix

$$W = \frac{h}{t} \cdot \frac{Q R^2}{(R+Q)^2};$$

Eng. News $W = \frac{Rh}{t+c}$ (worin $c = 2{,}5$ cm ist), oder Kreuter

$$W = \frac{Rh - V}{t},$$

worin V im Versuchswege durch Proberammung bestimmt wird u. a. m. Diese empirischen Formeln sind bis auf die Kreuters kaum geeignet, zuverläßliche Zahlen zu liefern, da sie in dieser allgemeinen Form nur für Holz geeignete Näherungen sind. Doch scheint der Fehler auf der Seite der Sicherheit insofern zu liegen, als die errechneten W den Widerstand gegen das Eindringen des Pfahles, soweit Versuche zeigen, eher zu klein ergeben. Es müssen also erst weitere Versuche Klarheit schaffen. Häufig wird ohne ersichtlichen Grund die Bedingung gestellt, daß man die Piloten bis auf den festen Boden herabrammen muß, während doch der Bodendruck der Pfähle bei geringen Tiefen genügende Tragfähigkeit mit ganz minimalen elastischen Einsenkungen ergibt. Ein

Versuch in Hamburg mit einem Pfahl von 6,5 m im Erdreich ergab nach der Brix-Formel bei einem letzten Ziehen von 1 cm eine Tragfähigkeit von 50 t. Eine Belastung von 50 t ergab 1,2 cm Einsenkung, bei 85 t 2,5 cm, die sich nach 8 Tagen auf 3 cm erhöhte, um nach Entlastung auf 1,5 cm zurückzugehen. Besonders groß erwies sich der Widerstand des Pfahls gegen Herausziehen, das mit den vorhandenen Winden (etwa 76 t) nicht erzielt werden konnte, trotzdem dies die Zuggrenze des Eisenquerschnitts fast erreicht. Bei einer Proberammung in Metz ergab die Brixsche Formel eine Last von 33 und 28 t, entsprechend einem Ziehen von 18 bezw. 22 mm, eine Probebelastung von 120 t ergab aber nur eine Setzung von 4 bezw. 6 mm, die aber nach Entlastung wieder ganz bezw. bis auf 2 mm zurückging. Wäre aber, wie später dargelegt, nicht mit Druckwasser, sondern trocken gerammt worden, so hätte der Pfahl die von der Brixschen Formel verlangte Eindringung schon nach wenigen Schlägen erreicht. Ein mit 450 Schlägen trocken eingetriebener Pfahl zeigte sonst aber insofern ein ähnliches Verhalten, als er mit 100 t belastet, sich 3 mm einsenkte, welche Einsenkung nach Entlastung vollständig verschwand.

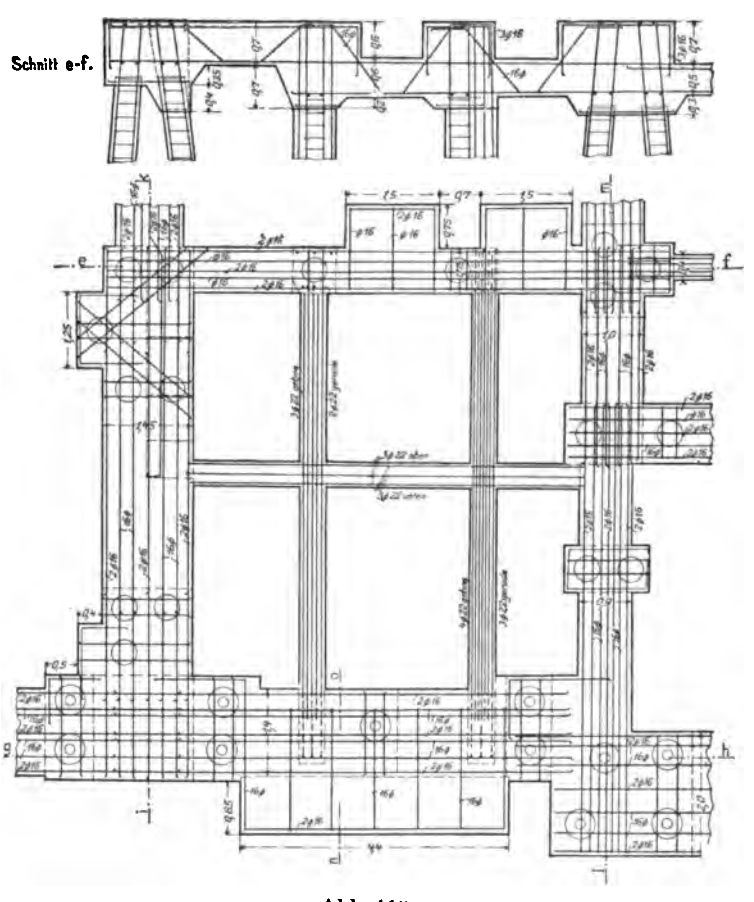


Abb. 110.

Versenkung durch Einspülung.

Da der Bau dieser Mauerwerkspfeiler gewöhnlich eine Versenkung in wasserführende Schichten voraussetzt, so verdienen jene Vorkehrungen, die diese Absenkung durch Einspülen bewerkstelligen oder doch erleichtern sollen, besondere Beachtung, umsomehr, als in solch einem Falle die meisten Schwierigkeiten mit der intensiven Schlagwirkung entfallen. Der Vorgang wird durch das große Gewicht des Piloten vereinfacht und zeigt die Abb. 106 zwei Formen von Piloten, die mit einer zu diesem Zweck geeigneten inneren Röhre versehen worden sind. Bei dem von Gilbreth vorgeschlagenen verzahnten Querschnitt (Abb. 99) dient das Mittelrohr zur Zuleitung und die Verzahnungen zur Ableitung des Druckwassers (siehe auch Abb. 102). Zur Erzeugung desselben bedient man sich, sofern eine Nutzwasserleitung nicht bei der Hand ist, einer Saug- oder Druckpumpe, die einen der Bodenart angemessenen Druck von etwa 5 bis 10 Atmosphären erzeugen soll.

Ein vorzügliches Beispiel dieser Art bietet das Pilotieren beim Bahnhof in Metz mit 3700 Stück Pfählen von etwa 50000 Längenmetern.[1]) Bei einer Rammung ohne Druckwasser waren 450 Schläge nötig, während bei dem Spülverfahren 10 bis 40 leichte Schläge bis zum festen Grund hinab genügten, worauf man noch 80 bis 100 Schläge zum Einrammen in den festen blauen Letten folgen ließ. Es kommt daher ein Arbeitsaufwand von 140 gegen 450 in Betracht und es war so möglich, mit einer Ramme täglich etwa 10 Pfähle, das sind 120 m, einzurammen. Man hat hierbei den ursprünglichen sechseckigen Querschnitt mit sechs inneren Verschnürungen in einen fünfeckigen umgewandelt mit je zwei, also im ganzen zehn inneren Verschnürungen (Abb. 107).

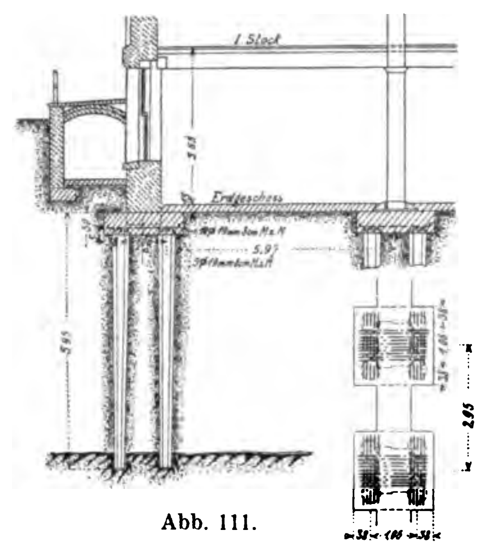


Abb. 111.

Die Abb. 108 bis 110 zeigen uns die Pilotenausteilung und die Anordnung der Fundamentträger. Bezüglich der Herstellung dieser Piloten wurden folgende Angaben gemacht: Die Betonierung des Pfahles geschah naß und liegend, konnte daher in 1 bis $1^1/_2$ Stunden vollendet sein. Die verwendete Mischung war 1 : 1,5 : 3. Die Schalung wurde nach 3 Tagen entfernt, der Pfahl wenigstens eine Woche feucht erhalten und nach 4 bis 6 Wochen verwendet.

Besonders ausgiebige Verwendung macht von dieser Methode, wie schon erwähnt, der Pilot mit zahnradartigem Querschnitt (Abb. 99). Von den damit ausgeführten Bauten ist zu erwähnen das Gebäude des Herrn Lattemann in Brooklyn (Abb. 111), wo auf einer verbauten Fläche von 30/39 m 480 derartige Pfeiler gebraucht wurden. Dieselben waren oben 40, unten 27,5 cm im Durchmesser und die Armatur bestand aus einem Netz von 10 mm-Längseisen, 7,5 cm von Mitte zu Mitte, und 3 mm-Quereisen in Abständen von 30 cm. Das Eisen war 2,5 cm von der Oberfläche entfernt gehalten. Wie aus der Abbildung ersichtlich, waren die Piloten in Gruppen von 4 bis 6 zusammengefaßt und war jedem von ihnen eine Last von 25 t zugewiesen. Die Absenkung auf einer Tiefe bis 6 m geschah durch Wasserdruck von 8,5 kg und der Verwendung der in Abb. 100 gezeigten Schlaghaube.

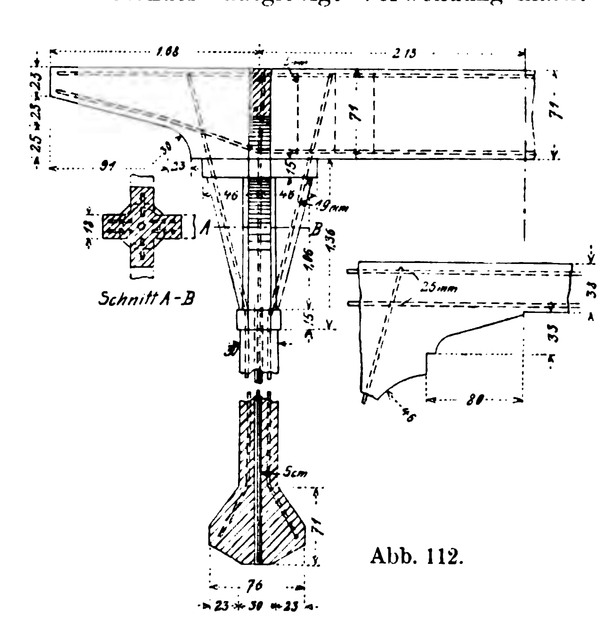


Abb. 112.

---

[1]) Siehe Beton-Kalender 1907 und Deutsche Bauzeitung vom 21. Juli 1906, denen die Abbildungen entnommen sind.

Eine ganz besondere Form ist beim Bau eines Promenadenkais von der Concrete Steel Co. in Atlantic City gewählt worden (Abb. 112). Die Piloten haben 30 cm oder 62 cm im Durchmesser und sechs Armatureisen, die sowohl in das birnenförmige Pfahlende als in den Überbau hinaufreichen. Sie enthalten eine 5 cm-Röhre und wurden mittels Druckwasser von 4,5 Atmosphären in den Seeschlamm versenkt. Die stärkeren Pfeiler sollten 4,80 m in den Schlamm versenkt werden und wurden nicht in einem Stück hergestellt, sondern in zwei Teilen. Der untere Teil wurde mit Hilfe eines provisorisch befestigten Zylinders und 6 kg Wasserdruck versenkt, hierauf der Zylinder als Schalung benutzt zur Fortsetzung der Röhre und Herstellung des Überbaues. Es sei schließlich der Schraubenpfähle aus Eisenbeton gedacht, einer konstruktiven Möglichkeit, die außer bei Valparaiso[1]) (Kapitel „Wasserbau" Abb. 177) bis jetzt noch keine Anwendung gefunden hat.

2. Pfeiler.

Nachdem der Fachwelt der Vorteil zum Bewußtsein gekommen war, der in dem Gebrauche der im vorangehenden dargelegten einfachen Herstellung von Pfeilerkonstruktionen lag, ging man daran, auf dem eingeschlagenen Wege ohne Aushub und Schalung eine Lösung zu finden, die dies mit Vermeidung der bei der Pilotierung bestehenden Schwierigkeiten erzielt.

Der bergmännischen Absenkung von Pfeilern, einer Methode, die auch heute noch überall dort in Frage kommt, wo keine außergewöhnlichen Schwierigkeiten vorliegen, insbesondere also kein Wasser, reihen sich eine Anzahl von Lösungen an, bei denen es bemerkenswert ist, daß sich ihre Anwendung keinesfalls auf Ausnahmefälle beschränkt, sondern daß sie in der alltäglichen Praxis Platz gefunden haben und selbst mit den einfachsten Formen in ökonomischen Wettstreit treten.

Beim Vergleich mit Eisenbetonpiloten kommt die für den Unerfahrenen ausschlaggebende schwierige Herstellung in Wegfall und der Umstand in Betracht, daß man derartige Pfeiler ohne Gefahr aus magerem Beton und mit keiner oder nur geringer Armatur herstellen kann, sofern nur vertikale Kräfte angreifen, ansonst gilt das bei Abb. 78 Gesagte.

Herstellung mittels Grundstößel. Die einfachste Methode der Herstellung eines Hohlraums zur Aufnahme eines Betonpfeilers besteht darin, daß man einen konisch zugespitzten Rammbär aus entsprechender Höhe wiederholt herabfallen läßt. Man bedient sich zu diesem Zwecke eines etwa 15 m hohen Rammgerüstes mit Grundstößeln von der in der Abb. 113 dargestellten Form, die teils zur Herstellung dieser Höhlung, teils zum Hineinrammen des Füllmaterials Verwendung finden. Nach Angaben von Dulac hat der kegelförmige Bohrer A 85 cm im Durchmesser und 2200 kg Gewicht, der eiförmige Stampfbohrer B 80 cm im Durchmesser und 2000 kg Gewicht und der Stampfer C 80 cm im Durchmesser und 1500 kg Gewicht.

Gewöhnliches Erdreich, das durch den Vorgang seitlich komprimiert wird, hält bis zu bedeutenden Tiefen sehr gut stand. Bei wasserführenden Schichten oder Schwimmsand muß man sich mit einer zeitweiligen Blechausfütterung der Rohre behelfen, damit der Stößel nicht verstürzt. Die neuesten Veröffentlichungen der „Compressol"-Gesellschaft beweisen, daß diese Methode bereits weitgehende Anwendungen gefunden hat. Wir beschränken uns hier auf ein Bild (Abb. 114), das zwei derartige Rammen in Tätigkeit

[1]) Beton u. Eisen 1905, Heft V, S. 110 u. VI, S. 139.

darstellt, den Hinweis auf die Brücke in Rouillon (Abb. 137), sowie auf die Anführung einiger deutschen Ausführungen der Firma Rek in Stuttgart, wo diese Methode Anwendung fand, d. i. beim Neubau des Dr. Fischer in Ulm, wo Betonpfeiler bis 12 m Tiefe hergestellt wurden und beim Bau des Lokomotivschuppens, der Bahnsteighalle und Drehscheibe im Bahnhofe von Plochingen.[1])

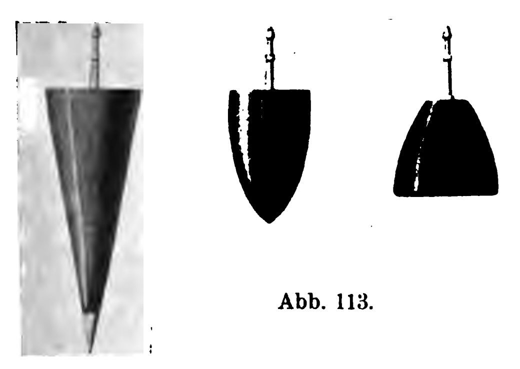


Abb. 113.

Herstellung in einer Blechröhre. Eine zweite Methode besteht darin, den Hohlraum durch Einrammen eines gewöhnlichen Piloten herzustellen und dann mit Beton auszufüllen. Diese uralte Lösung hat nunmehr eine neue Ausbildung in Eisen mit Hilfe eines Blechrohres erfahren. Der Amerikaner Raymund verwendet einen eisernen Modellpfahl, der stark nach unten verjüngt ist und mit einer teleskopartig sich verlängernden Hülse von Eisenblech in den Boden gerammt wird. Ist die Tiefe erreicht, so wird der Eisenpfahl, der aus zwei Hälften besteht, durch die Bewegung eines keilförmigen Schlüssels gelockert und gehoben (Abb. 115) und der Hohlraum mit Beton bezw. mit Armatureisen ausgefüllt. Eine Anwendung mit 142 derartigen Pfeilern erfolgte bei der



Abb. 114.



Abb. 115.

Bücherei in Aurora, Jll. Es wurden hierbei Pfeiler von 50 cm Durchmesser oben verwendet, die sich auf eine Länge von 4 m bis auf 32,5 cm verjüngten. Das Einrammen geschah mittels eines Bären von 600 kg und 6 bis 7 m Fallhöhe. Die Blechhülle bestand aus 2 mm-Blech, die Betonfüllung aus einer Mischung 1:2:4.

Bei der Marineakademie in Anapolis waren ursprünglich 2193 Holzpiloten vorgesehen, die unter Nullwasser abgeschnitten und mit einem Betonflöz bedeckt werden

[1]) Beton u. Eisen 1905, Heft I, S. 12.

sollten. Dieselben wurden durch 885 Pfeiler System **Raymund** ersetzt, so zwar, daß an Stelle von 5 Holzpiloten etwa 2 Pfeiler kommen, dadurch wurde der im Projekt vorgesehene Aushub von etwa 3750 m³ auf 750 m³ herabgesetzt. Die 9 m langen Holzpiloten hätten 38 Mark das Stück gekostet, während die oben 50 cm, unten 15 cm starken Pfeiler je 80 Mark gekostet haben, also allein schon um 20 vH. billiger waren wie die Holzpiloten. Insgesamt aber wurden von dem ersten Voranschlag von 211 400 Mark zur Ausführung nur 101 600 Mark benötigt, also mehr als die Hälfte erspart. Der besondere Vorteil einer stark konischen Form ist hierbei durch Parallelversuch festgestellt worden. Es wurde die Eindringungstiefe bei zwei gleich 5,7 m langen, nebeneinander eingetriebenen Piloten ermittelt. Der Holzpilot war oben 34, unten 27,5 cm breit. Der Betonpfeiler oben 50 cm, unten 15 cm. Nach zwei Schlägen eines Rammbären von 1050 kg mit 6 m Fallhöhe betrug die weitere Eindringung einmal 136 und das andere Mal nur 21 mm. Der Widerstand war also ein 6- bis 7facher, was sich bis zum 4fachen durch die Fläche, der Rest durch die Keilwirkung erklären läßt. Schließlich sei hier einiger Probebelastungen Erwähnung getan, denen die oben angeführte Inanspruchnahme von 20 kg/cm² zugrunde gelegt wurde, wie sie als maximal zulässig gilt. Der eine Versuch betrifft einen 6 m langen Pfeiler, der 5,3 m versenkt war und 25 mm unter einer Hitze von 20 Schlägen eines Dampfhammers von 1500 kg gezogen hatte. Die Abmessungen waren die obigen. Die Probelast betrug 41 Tonnen und die Setzung 2,2 mm. Ein zweiter Fall, mit einem 9 m langen Pfeiler 6,85 m versenkt, der bereits nach acht Schlägen desselben Bären um 25 mm gezogen ist. Auch hier waren die Abmessungen 50 cm oben und 15 cm unten und ergab auch hier eine Last von 41 Tonnen nur eine Setzung von 2,2 mm. Nach zehn Tagen war dieselbe bis auf 3 mm angewachsen. Bei einer Erhöhung der Last auf 66,5 Tonnen, das ist etwa 30 kg/cm² betrug die Setzung im ganzen 11 mm und blieb dann konstant. Bemerkenswert ist, daß der Pfeiler bei Entlastung um 3 mm in die Höhe ging.

Bei dem System **Stern** wird der in der Abb. 116 dargestellte Pilotenkern mit einem dünnen Rohr von Schwarzblech verwendet, das an seinem unteren Ende mit drei angenieteten Flacheisenlaschen versehen ist, die als Pfahlspitze dienen. Die so geschaffene Öffnung am Pfahlende erlaubt nach Herausnahme des Kerns eine Besichtigung oder auch Probeentnahme des Mate-

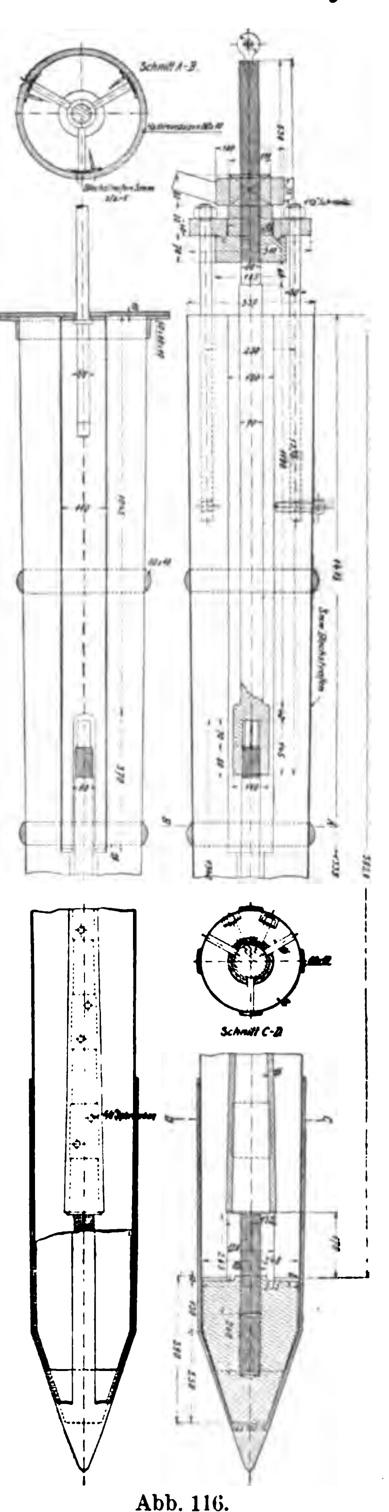


Abb. 116.

rials, bevor man die Pilotierung abschließt und den Beton einbringt. Bauausführungen sind hiervon bereits drei in Wien vorhanden mit 527 Stück solcher Pfeiler. Eine Pilotenausteilung unter einer massiven Betonplatte zeigt die Abb. 117, und sei bezüglich ausführlicher Darlegung auf Beton u. Eisen 1907, Heft I und II verwiesen.

Herstellung unter Zurückziehung einer Röhre. Die einzige Methode, bei der man die Ausfütterung der Rohre in allen Fällen, auch im schlechten Boden, ersparen kann, ist die von dem Amerikaner Shuman als Simplexpilot bezeichnete Methode der Pfeilerherstellung. Zu diesem Zwecke

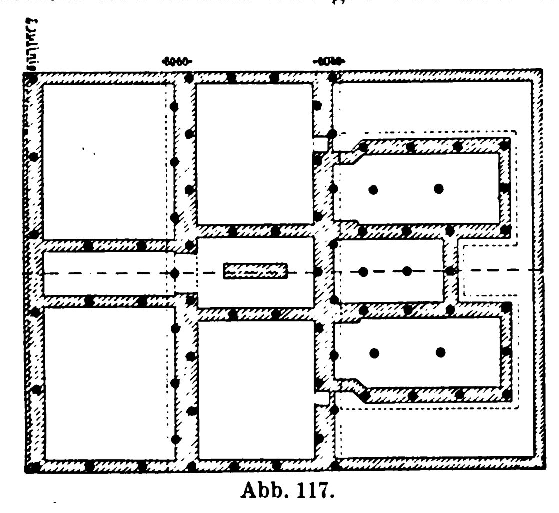


Abb. 117.

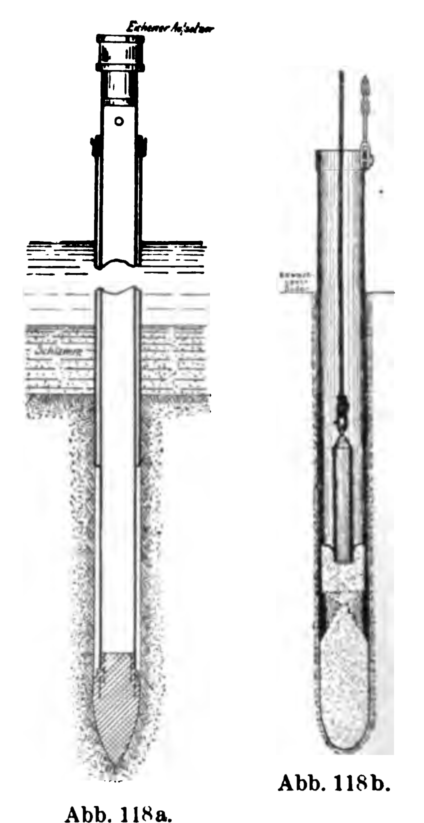


Abb. 118a.

Abb. 118b.

wird eine flußeiserne Röhre, die mit einem eingeschobenen Pfahlschuh aus Beton versehen ist, bis zur verlangten Tiefe eingetrieben, um dann wieder entfernt zu werden unter gleichzeitiger Einfüllung des Betons in die Höhlung. Die Abb. 118a zeigt die Anwendung dieses Systems bei Wasser, wo eine doppelte Röhre nötig wird die sonst entfallen kann. Mit Hilfe dieser Methode wurde die Ingenieurschule in Washington mit 3,3 bis 4,2 m langen Säulen fundiert. Hier wurde der Eintrieb durch eine 25 cm weite gußeiserne Säule bewirkt, die ebenso wie die äußere 9 mm-Blechröhre bis zur Betonspitze herabreichte. Ein 1100 kg-Rammbär wurde benutzt mit 3 m Fallhöhe und die Rammung fortgesetzt, bis der Pfahl nur 8 mm zog. Das Einbetonieren geschah in Absätzen von 30 cm Höhe. Ein Belastungsversuch mit 20 t ergab nach 10 Tagen eine Setzung von 2,7 mm. Dieser Versuchspfeiler war 3 m lang und saß auf einer 90 cm langen Spitze. In neuester Zeit wird anstatt dieser Betonspitze an der Röhre eine einem Alligatorrachen nicht unähnliche zweiteilige Spitze verwendet, die sich beim Aufziehen selbsttätig öffnet (Abb. 118b und c), und auf diese Weise



Abb. 118c.

den nachgefüllten Beton durchfallen läßt. Mit solchen, 40 cm im Durchmesser messenden Pfeilern sind in Neuyork und in Pittsburg Belastungsversuche bis zu 50 t ausgeführt worden ohne nachweisbare Setzung. Bei den Versuchen in Philadelphia wurde der Versuch noch weiter getrieben, bei 60 t zeigte die 5,20 m lange Säule 3 mm Zusammendrückung, bei 70 t 12 mm. Abb. 119 zeigt die ausgegrabene Spitze einer solchen Säule.

Ähnlich wie das vorhergehende ist das System Strauß, eines russischen Ingenieurs, nur hat der Erfinder die Herstellung der Höhlungen und die Absenkung der Futterröhre in bergmännischer Weise durch Bohrung vorgesehen. Die Einfüllung des Betons geschieht wie vorher, die Abb. 120 zeigt uns einen wieder ausgegrabenen Pfeiler dieser Art. Wie dort ersichtlich, schmiegt sich ein solcher Betonpfeiler dem Terrain je nach der Weichheit der einzelnen Schichten vollständig an. Näheres hierüber enthält Beton u. Eisen 1906, S. 138. Als Armatur solcher Pfeiler ist ein Längseisen üblich, es wurde auch ein eingeschobenes röhrenförmiges Streckmetall versucht.



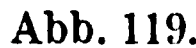


Abb. 119.

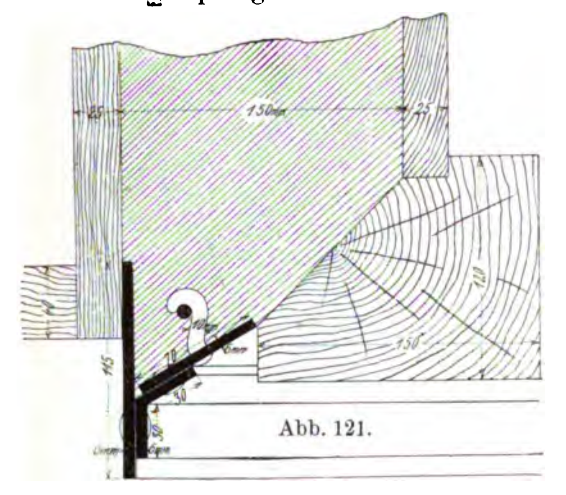


Abb. 120.

3. Brunnen.

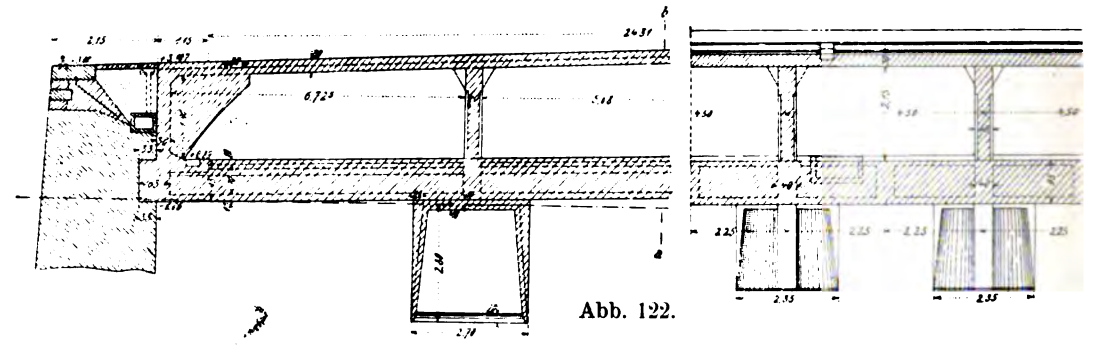
Die Herstellung von Fundamenten aus Brunnen in Eisenbeton ergibt sich aus der Abb. 106, die uns die Entwicklung des Piloten, der mittels Einspülens abgesenkt

wird, zu einem Brunnen mit kreisförmiger Schneide darstellt. Es sei bemerkt, daß dies die ursprüngliche Idee bei der ersten Anwendung 1894 des Piloten war.


Abb. 121.

Die Verwendung der Kombination von Beton und Eisen zur Herstellung und Sicherung des Brunnenkranzes ist noch viel älteren Datums und es sei hier nur in der Abb. 121 ein durch seine Einfachheit bemerkenswertes Detail vorgeführt, wie es Deimling bei seinen Betonsenkbrunnen in Hamburg angewendet hat unter Andeutung der dabei angewendeten Schalung. Dieselbe wurde von spannbaren eisernen Ringen zusammengehalten und während des Baues konnten die Brunnen entsprechend erhöht werden. Es sind Brunnen auf diese Weise von 1, 1,50 und 1,90 m Durchmesser hergestellt und bis zu einer Tiefe von 8 m versenkt worden. Ein anderes Beispiel einer ausgedehnten Verwendung von Monierröhren ist aus derselben Stadt beim Bau der neuen Gaswerke zu berichten. Die Röhren waren nur 10 cm stark, daher nicht schwer genug, ergaben aber trotzdem im Vergleich mit Pfeilern ein ökonomisch zufriedenstellendes Resultat,[1]) da ein Brunnen 8 bis 10 Holzpfähle entbehrlich machte. Die Herstellung geschah mit Beton $1:3^1/_2$ der 8 bis 10 Tage alt war, hierauf wurde der Brunnen mit Beton 1 : 4 abgeschlossen und dann ein Füllbeton 1 : 8 eingebracht. Eine Probelast von 100 t entsprechend 3 kg/cm² wurde mehrfach aufgebracht.

Eine der bekanntesten Ausführungen mit Brunnen ist jene des Landungsstegs für den Fischereihafen in Ymuiden, deren ausführliche Beschreibung in Beton u. Eisen 1904 (Heft II, Tafel V) enthalten ist (Abb. 178 des Kapitels „Wasserbau"). Es sind dort


Abb. 122.

Röhren mit einem massiven Kranz und durch Rippen verstärkte Wände angewendet worden. Ihre Absenkung geschah mit Hilfe von 10 m langen Hilfszylindern von 3,70 m Durchmesser, in denen die unten 3 m breiten Röhren Platz fanden. Erst wenn diese Hilfszylinder abgesenkt waren, wurden die fertigen Zylinder hineinversenkt und der Hilfszylinder wieder herausgezogen. Die Absenkung der Hilfszylinder geschah durch ein auf einem fahrbaren Gerüst aufgehängtes System mittelst Druckwasserröhren. Ein anderes Beispiel dieser Art wurde in der unmittelbaren Nähe dieses von den Amsterdamer Zementeisenwerken ausgeführten Baues von Hollandsche Maatschaappig in s'Gravenhage in der Fischhalle von Ymuiden gebaut (Abb. 122 bis 125). Es handelt sich dabei um die Fundierung eines wasserdichten Kellers von 130 auf 125 m im Grundriß.

[1]) Siehe näheres Journal für Gasbeleuchtung 1902. S. 960.

Der Kellerboden besteht, wie die Abb. 122 zeigt, aus einer Unterplatte zur Stärke von 0,15 m und einer oberen Platte, 0,10 m stark, welche verbunden sind durch 0,40 m breite Balken, so daß die Gesamthöhe der Bodenkonstruktion 0,95 m beträgt. Abb. 124 zeigt die Armierung dieser Konstruktion. Der Raum zwischen den beiden Platten ist mit magerem Stampfbeton ausgefüllt.



Abb. 123.

Der Keller ruht an der Hafenseite auf der (bestehenden) Stützmauer und auf 4 Reihen Brunnen aus Eisenbeton. Diese Brunnen sind etwas konisch geformte Ringe mit vier pilasterartigen Versteifungen. Wandstärke 0,10 m, Durchmesser 2,50 m, Höhe wechselt ab von 2 m bis 2,80 m. Die Brunnen wurden an Ort und Stelle (siehe Abb. 123) angefertigt und nach Erhärtung bis auf den festen Sandboden gesenkt. Als die Brunnen die geforderte Tiefe erreicht hatten, wurden sie mit magerem Beton gefüllt, in welchem die Verankerung für die Bodenkonstruktion befestigt wurde.



Abb. 124.

Der Boden der Halle (gleichzeitig die Kellerdecke) ruht auf Säulen (0,40 × 0,40 m) und Wänden, die zugleich den Dachsäulen zur Stütze dienen.

Einigermaßen schwierig war die Aufgabe, in den Boden der Halle, welcher nicht mehr als 0,30 m Stärke bekommen konnte, durchgehende Rinnen von 0,15 m Tiefe und 0,30 m Breite anzubringen, sowohl in Längs- als in Querrichtung. Die Armierung dieser Platte mit einer solchen Längsrinne ist aus Abb. 122 zu ersehen.

Bei den Abmessungen des Bauwerks und der Berechnung der verschiedenen Konstruktionsteile ist ein aufwärts gerichteter Wasserdruck von mehr als 3 kg/cm² zugrunde gelegt. Die Nutzlast war für den Kellerboden mit 750 kg, für die Decke mit 450 kg für 1 m² angenommen worden. Ein Beispiel eines Brückenpfeilers in Brunnengründung zeigt Abb. 113 des Kapitels „Mauerwerksbau“.

Es ist auch möglich, auf die dargelegte Weise bei entsprechend leichtflüssigem Material, wie Schwimmsand, Seeschlamm und dergl., eine ganze massive Platte zu ver-

senken, wenn man diese mit röhrenförmigen Öffnungen versieht und aus diesen Öffnungen den darunter befindlichen Sand herausbefördert (siehe Beton u. Eisen 1906, S. 27).

Es sei hier auch jener Anwendungen des Brunnenbaues gedacht, die anderen Zwecken dienen.

Ein Beispiel dieser Art in Eisenbeton ist der in der Abb. 126 dargestellte Senkbrunnen, von denen 25 Stück auf der Eisenbahn Bologoje—Polotzk für Wasserstationen von der Baugesellschaft Eisenbeton in Petersburg ausgeführt worden sind.

Hier ist auch der Platz, den von der Firma Wayss u. Freytag ausgeführten Brunnen in Eisenbeton für

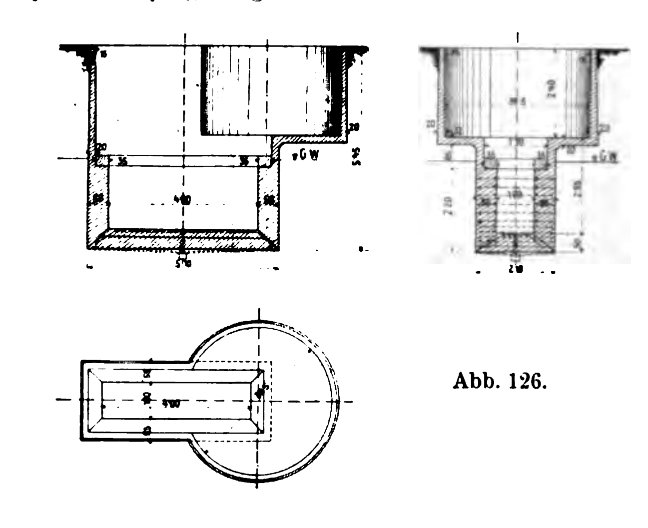


Abb. 126.

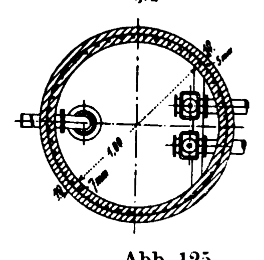


Abb. 125.

die Basinger Papierfabrik zu erwähnen:[1]) weiter den Quellschacht, 10 m im Durchmesser, 10 m hoch, 9 m unter Hochwasser, der neuen Selterser Mineralquelle Biskirchen, ausgeführt von der Frankfurter Betonbaugesellschaft; den Tiefbrunnen der städtischen Wasserwerke in Urfahr von N. Rella u. Neffe, worüber folgende Angaben vorliegen.

Das Wasserwerk der Stadt Urfahr wird mit Grundwasser versorgt. Da der Grundwasserspiegel, je nach der Jahreszeit, 10 bis 15 m unter Terrain liegt, ist die Sohle des Maschinenhauses 8 m unter Terrain gelegen und dasselbe brunnenartig mit 8 m Durchmesser und einem Aufbau über Tag mit Glasdach ausgeführt.

Der Brunnen, aus welchem das Wasser hochgepumpt und in das Hochreservoir gedrückt wird, ist mit einem kuppelförmigen Raum überdeckt und vom Terrain 17 m tief. Länge der Brunnenröhre 9,80 m, Durchmesser 3 m, Wandstärke 45 cm im Mittel und schwach armiert. Die Brunnenrohre wurden über einem eisernen Kranz in zwei Stücken hergestellt und mittelst Dampfgreifbagger in 12 Tagen im mittelgroben Donaukies abgesenkt. Über die Schachtherstellung siehe Kapitel Bergbau; dorthin gehört auch die Schachtausfütterung in Eisenbeton zum Zwecke der Gründung der Theater in Bern.[2])

[1]) Beton u. Eisen 1903. S. 231.
[2]) Siehe Beton-Kalender 1907, Teil II, S. 20. Abb. 38; ausführlich: Simon, Schweizer Bauzeitung 1900, S. 65.

Derartige Brunnen werden auch ausgeführt, sobald es sich darum handelt, Maschinen in tiefer Lage vor dem Zufluß von Grundwasser zu schützen, wie die Abb. 126, ein Beispiel dieser Art vom Ingenieur Deimling in Hamburg, vorführt, das als Fundament für eine Nietmaschine dient. Der Brunnen aus Eisenbeton hat gegenüber den anderen Materialien die Vorteile leichter Formgebung, dies erleichtert die Wahl eines für den Zweck gerade hinreichenden Gewichtes, einer außen glatten Oberfläche und eines inneren festen Zusammenhangs, was im Falle von Schiefstellen beim Absenken besonders wertvoll ist. Die Armatur braucht gewöhnlich keine starke zu sein.

Rekonstruktion bestehender Bauwerke mittels Tiefgründung.

Wir haben im vorhergehenden die Rekonstruktion von Bauten mittels Flachgründungen durch eine nachträgliche Verbreiterung ihrer Fundamente erörtert. Dem Ingenieur sind in solchen Fällen die Hilfsmittel geläufiger, mittelst deren man durch Unterfangen der Bewegung des Gebäudes entgegenwirkt, da man so den Bewegungen in zweifelloser Weise Einhalt gebieten kann. Ein Beispiel dieser Art bietet uns die nachträglich erfolgte Stützung eines Flügels des Hauptbahnhofs in Kiew, der auf einem bis 18 m tiefen Schutt errichtet worden war. Auch hier hätte eine Verbreiterung der Fundamente insofern geholfen, als sie die Setzung verringert hätte. Zu einem absoluten Stillstande konnten sie jedoch nur durch mehrere hinabreichende Betonpfeiler gebracht werden. Dies geschah denn auch durch eine Ausführung nach dem System „Strauß" (s. v. S. 85) mit einem zufriedenstellenden Erfolg.

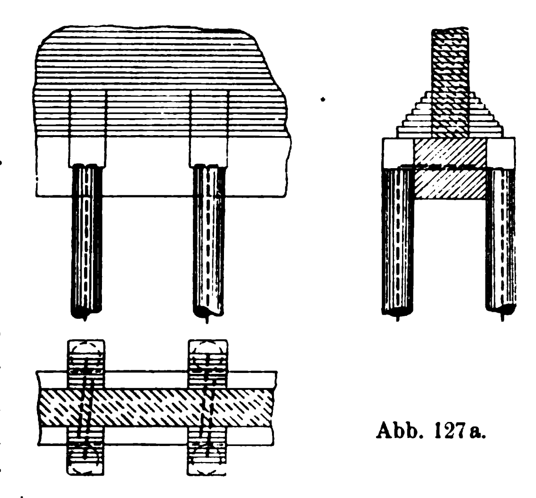


Abb. 127a.

Über eine ähnliche Lösung berichtet Holmes im Eng. News 1904, S. 567, wo eine Unterfangung bis auf den 6 m tiefen, festen Grund durch 7,8 m lange Eisenbetonpfeilern bewirkt wurde Besonders bemerkenswert ist die systematische Ausfütterung der 20 cm-Röhre und schließlich die Aushöhlung eines besonderen Säulenfußes, mittels einer scherenartigen Vorrichtung der auf diese Weise eine Grundfläche von fast 1 m² erhielt.

Wichtig ist es, eine zufriedenstellende Verbindung zwischen dem Betonpfeiler und dem darauf gelagerten alten Fundament herzustellen. In dem letzterwähnten Falle geschah dies durch Einschieben kurzer I-Querträger. Ein anderes Beispiel dieser Art zeigt uns die Abb. 127, wo es sich darum handelte, bei Washington auf einem Boden, der 7,50 bis 13,50 m über einem festen Grunde gelegen war, leichte Gebäude auszuführen bezw. die bestehenden zu unterstützen. Es geschah in der Weise, wie es Abb. 128 darstellt, mit Hilfe von zwei beiderseits von der Mauer angeordneten Betonpfeilern, die durch einen entsprechend ausgefüllten Schlitz und die darin versenkte Armatur verbunden waren. Eine weitere ähnliche Ausführung ist in St. Louis bei dem Gebäude der dortigen Zeitung „St. Louis News" vorgenommen worden. Es befand sich dort auf der einen Seite ein nur 3,6 m breiter Durchgang, bei dem in einer Tiefe von 7,8 m ein Kanal gebaut worden war. Die Folge war eine vollständige Baufällig-

keit der betreffenden Frontmauer (Abb. 128). Dieselbe mußte entfernt und die Deckenträger mußten provisorisch gestützt werden. Es wurde dann ein Schlitz ausgehoben, die Pfeiler wurden bis 2,4 m unter Nullwasser angetrieben und auf ihnen die Fassade des Hauses neu aufgeführt. Die Arbeit war wegen des beschränkten Arbeitsraumes eine besonders schwierige. Sie ist mit einem 3000 kg-Dampfhammer ausgeführt worden. Ein weiterer Fall hat sich schließlich bei der Unterfangung eines Erkers des Bostoner alten Staatshauses beim Bau des dortigen Untergrundtunnels ergeben. Während das Eisen, in fertigen Trägern eingebracht, einen Einschub unter die ganze Mauer erfordert, gestattet die freie Formgebung des Eisenbetonträgers, die Mauern nur seitlich zu fassen und stellenweise zu verbinden, ja sogar, wie es in Boston versucht wurde, den Träger in einzelnen Stücken herzustellen.[1])



Abb. 128.

4. Druckluftgründungen.

In der Herstellung von Caissons hat sich eine langsame Umwälzung vollzogen, die den eisernen Caisson der früheren Zeit, der die ganze Mauerlast zu tragen hatte, durch

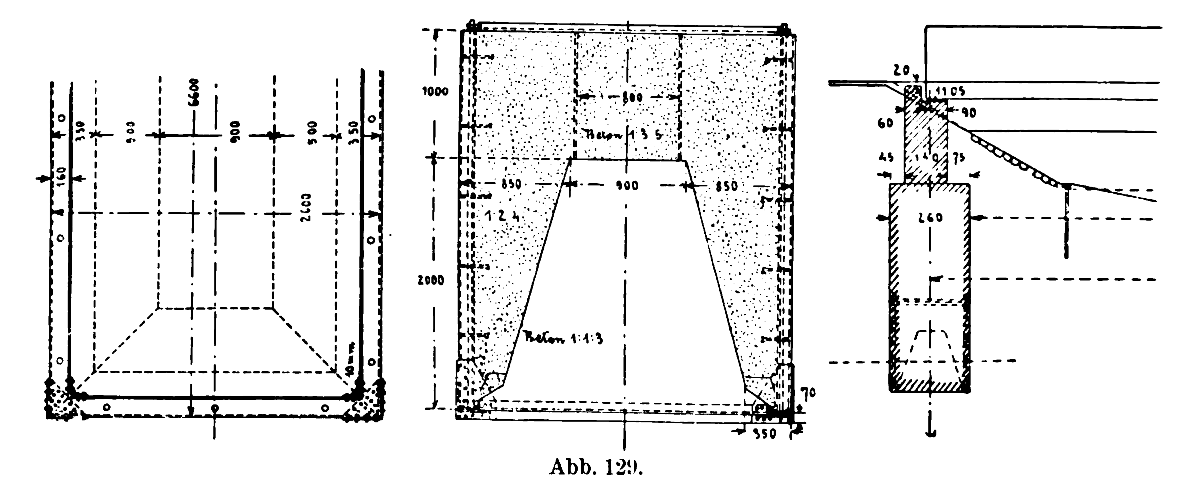


Abb. 129.

Heranziehung des Mauerwerks in selbsttragende Formen umgestaltet hat. Die Entwicklung lag um so näher, als das Eisen sich, abgesehen von seinem hohen Preise, wegen seines geringen Gewichtes für diese Bauweise so wenig eignete, daß ein derartiger Caisson

[1]) Beton u. Eisen 1905, Heft VII, Seite 162.

erst stark belastet werden muß, um das für die Versenkung notwendige Gewicht zu erhalten. Es besitzt nur den großen Vorteil, selbst hohe Inanspruchnahmen ohne eine Zerstörung zu ertragen. Die Herstellung in Eisenbeton haben sich durch die Anbringung eines oberen Abschlusses bei einen gewöhnlichen Brunnen von selbst ergeben. Es bedurfte nur einer entsprechenden Armierung, die, vom Brunnenkranz ausgehend, die Seitenwände und die Decke zu einem organischen Ganzen verbunden hat. Diesbezügliche Ansätze finden sich wiederholt vor, insbesondere in früheren Arbeiten von Zschokke,[1]) die hier zu wiederholen zu weit führen würde. Einen derartigen Bau zeigt uns auch die Brücke bei Balgach-Schmitter und deren Caissons, von der die Abb. 129 weitere Details gibt. Abb. 130 zeigt die Eingerüstung für den Guß eines solchen Caissons.[2])

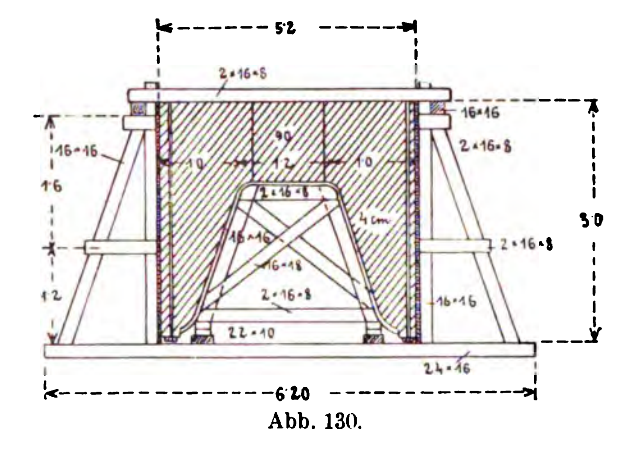


Abb. 130.

Bei den sibirischen Eisenbahnen (Abb. 131) ist nach den Plänen des Ingenieurs Lentowsky eine Reihe von Caissonbauten aufgeführt worden. Der größte Bau dieser Art

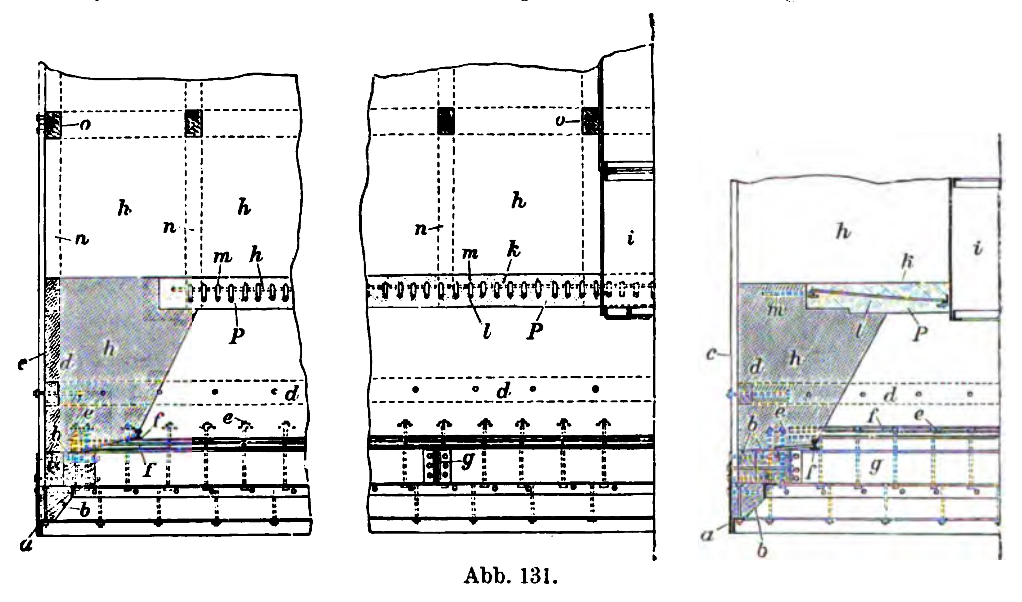


Abb. 131.

ist das von Zschokke entworfene neue Dock bei Cadix (San Fernando) in Spanien, von dessen Anordnung und Umfang uns die Abb. 132 einen Begriff gibt. Der dort verwendete Caisson war 22,5 m lang, 7 m breit und 2,20 m hoch und hatte 4 Einsteigeschächte. Decke wie Seitenwände waren als Rippenplatten ausgebildet, die Ecken und die Schneide durch besondere Balken verstärkt. Der Berechnung lag eine Annahme der Nutzlast von 4 t für 1 m² auf der Decke und 5 t für 1 m² auf den Seitenwänden

[1]) Siehe Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften.
[2]) Hilgard. Trans An. Soc. C. E. 1904. St. Louis Congresspaper 63.

zugrunde, auf Grund welcher Annahme die ganze Rechnung durchgeführt ist. Auch wurde der Fall berücksichtigt, daß der Caisson auf einen Stein oder sonstigen

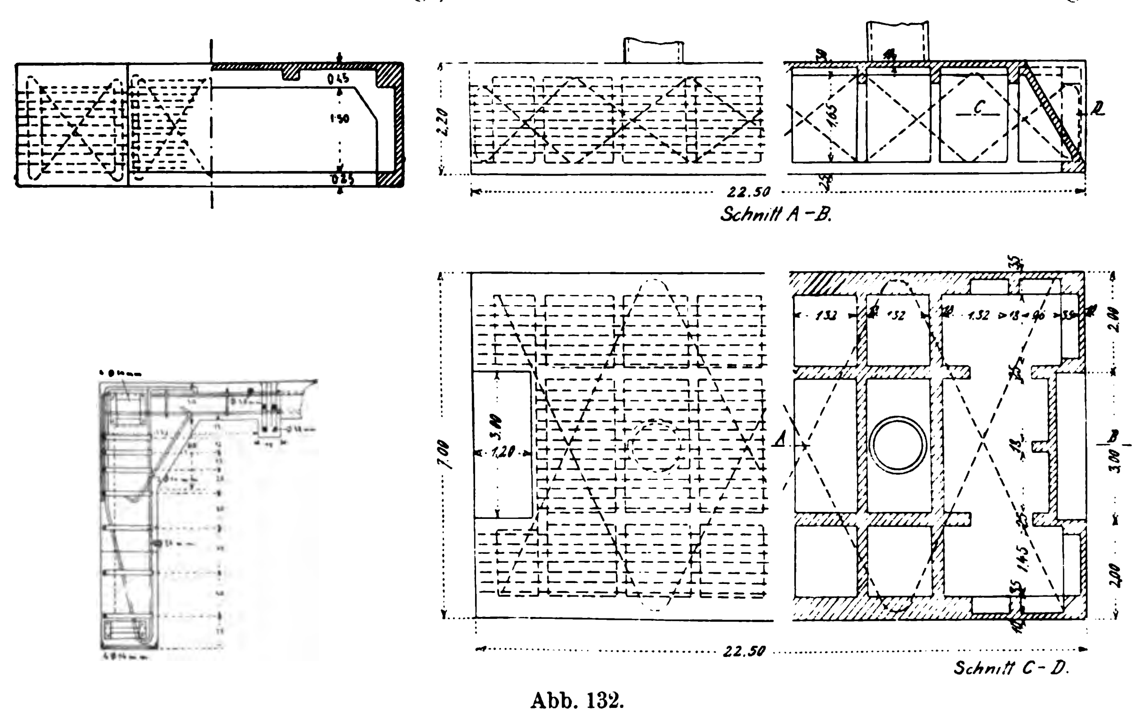


Abb. 132.

Widerstand stößt, so daß eine Hälfte frei aufliegt. Für alle diese Möglichkeiten ist eine vierfache Sicherheit zugrunde gelegt worden.

Bezüglich der Bauherstellung liegt folgender Bericht der ausführenden Firma Froté u. Westermann vor:

Der aus Winkeleisen mit Bandeisenverlaschung bestehende Schuh des Caissonfußes wurde am Orte der Errichtung auf parallellaufenden Brettern montiert, die ihrerseits auf Querschwellen ruhen, welche etwa 40 bis 50 cm voneinander entfernt waren und so den Druck auf eine möglichst große Fläche des schlechten Baugrundes verteilt haben. Dann wurden die senkrechten Eckbleche an den 4 Ecken angenietet (in den Abbildungen nicht angezeigt). Sie haben den Zweck, nicht nur eine gute Verbindung mit dem auf dem Caisson später anzubringenden Mauerwerk herbeizuführen, sondern auch die Ecken des Caissons zu schützen, welche sonst leicht Beschädigungen ausgesetzt sind, indem auch vom besten Beton bei der unvermeidlichen Behandlung an solchen Ecken doch zu leicht Stücke abspringen. Die Eckbleche besitzen sich kreuzende Verankerungsbolzen.

Die genaue senkrechte Stellung der Eckbleche wurde im Laufe der Herstellung wiederholt nachgesehen und Unzukömmlichkeiten, die sich infolge Unterlassung dieser Vorsichtsmaßregel beim Bau des ersten Caissons zeigten, später vermieden.

Zuerst wurden rings um den Fuß, sowie auch innerhalb, Bretter bis zu einer Höhe von 25 cm aufgestellt. Auch für diese Bretter gilt das für die Eckbleche Gesagte, sie sollen möglichst senkrecht stehen. Auf diesen Umstand kommt sehr viel an, da die Stellung des ganzen übrigen Verschalungssystems unter hier gemachten Fehlern leidet. Derartige Fehler sind um so leichter zu vermeiden, als die die Verschalung des Fußes bildenden Bretter mittels Latten an den Querschwellen sehr gut fixiert werden können. Nachdem dies geschehen war, wurden die großen Formkasten auf den am inneren Fußverschalungsbrett bezeichneten Stellen aufgestellt, ebenfalls möglichst senkrecht. Zur Unterstützung wurden auf der äußeren Seite kleine Brettstückchen von 23 auf 25 cm untergestellt, die erst dann entfernt wurden, wenn so weit betoniert war, daß der Kasten auf dem Beton aufruht. Dann wurde die gesamte Verschalung in sorgfältiger Weise fertiggestellt.

Nachdem dies geschehen war, wurden nun die 4 Eisen für den Fuß der Längswände eingelegt und erst nachdem auf diese Art die Eisen des Längsfußes montiert waren, kam der Querfuß an die Reihe. Dann die Hauptbalken und zwar auf die Art, daß in die Holzkisten erst einige Holzstückchen gelegt werden, die etwa 2 cm dick sind, in Entfernung von 1,5 m. Auf dieselben wurden die Hauptarmaturen gelegt. Auf diese Art war man sicher, daß der Beton die Eisen vollständig umhüllt Die Holzstückchen sind derart beschaffen, daß sie später beim Betonieren leicht entfernt werden können, da sie natürlich nicht einbetoniert werden dürfen. Die Eisen wurden so in die Kasten eingelegt, daß sie auch von einander sowie von den Seitenwänden genügend Abstand haben, um nachher ganz von Beton eingehüllt zu sein. Hierauf wurden die großen Bügel aus Flacheisen auf die Eisen aufgezogen.

Wenn nun alles Eisen auf diese Art montiert ist, ist es sehr zu empfehlen, die einzelnen Kasten der Streben genau an ihre richtige Stelle zu verbringen und sie möglichst gut durch Latten mit den Hauptbalken zu verbinden.

Nachdem auch dieses geschehen war, wurden die Eckpfosten montiert, was folgendermaßen geschah: Man stellte die Verschalungswand der Querseite auf, welche aus — kleine Zwischenräume bildenden — parallel auf ein Brett aufgenagelten Brettstücken bestand. Die Platteneisen für die senkrechten Querwände wurden dann durch die genannten Zwischenräume in die Ecken hineingelegt und auf der andern Seite mittels Draht an den Pfosten befestigt. Auf diese wurde der Konsolenkasten aufgesetzt, hierauf das oberste Brettstück auf der äußeren Seite an einen Holzpfosten aufgenagelt, worauf ebenfalls die Konsolenkasten aufgesetzt und verbunden werden. Zu bemerken ist noch, daß innerhalb der Ecken für die später einzubetonierenden Platten ein Raum von 10 auf 15 cm ausgespart wird, und zwar auf die ganze Höhe, was mittels zwischen die Eisen eingeschobener Bretter geschehen kann. Dieser Vorgang erscheint vielleicht etwas kompliziert, ist aber notwendig, wenn man vermeiden will, daß zwischen dem betonierten Eckpfosten und der später zu betonierenden Platte ein „Riß“ entsteht.

Bevor zu betonieren angefangen wurde, wurde nochmals das ganze Gerüst möglichst gut ausgerichtet.

Zur Betonierung wurde eine Kiste von den Dimensionen $54 \times 71 \times 41$ zur Herstellung der Mischung verwendet, und entsprechend $1:2^1/_2:5$, 1 Kiste Sand, 2 Kisten Kies, 3 Sack Zement sehr naß eingebracht.

Man begann bei dem Fuß in Schichten von 17 cm und zwar dermaßen, daß Hilfsbretter eingesetzt wurden. Beim Betonieren wurden die Holzstückchen unter den Eisen rechtzeitig entfernt, die Eisenteile mit Zementmilch übergossen, damit sie sich besser mit dem Beton verbinden, und der Beton gut eingestampft, damit keine Hohlräume entstehen.

Eine interessante Anwendung fand diese Methode zunächst zur Herstellung von Mauerwerkskanälen als Ersatz für die kostspielige und ungewohnte Schildmethode. Es wurden einzelne Kanalstücke herabgesenkt, die Zwischenräume wasserdicht abgeschlossen und durch Öffnung der Seitenwände eine durchlaufende Röhre hergestellt. Die erste Ausführung dieser Art geschah durch die Bauunternehmung Redlich u. Berger beim Schleusenbau in Nußdorf zur Herstellung eines Speisekanals (1896). Seitdem sind mehrfache derartige Ausführungen zu verzeichnen, bei denen jedoch aus Vorsicht gewöhnlich mehr Eisen verwendet wurde, als dies vom Standpunkte des Eisenbetons nötig erscheint.

Der größte Bau dieser Art ist kürzlich in Newyork ausgeführt worden. Als ein Teil des Stadtbahnsystems von Newyork kommt die in Abb. 133 dargestellte Gleisschleife in Frage, die unter Wasser mittels der Schildmethode hergestellt werden soll. Die 3 Kreuzungspunkte jedoch mußten wegen ihrer unregelmäßigen Form als Caissons herabgesenkt werden. Das ursprüngliche Eisenprojekt erwies sich als eine ökonomische Unmöglichkeit. Jeder Caisson erforderte fast 1000 t Eisen und nachträglich noch 1200 m³ Beton zur Ausfüllung. Das Projekt in Eisenbeton bedeutete insofern auch eine Erlösung, als dies sofort ausgeführt werden konnte, während diese riesigen Quantitäten Eisen und ihre Verarbeitung eine sehr lange Zeit in Anspruch genommen hätten. Die Abb. 134 a u. b zeigen uns einen Grundriß des Caissons, Querschnitt

und Längsschnitt, wobei in beiden Fällen der Zustand während der Absenkung und die spätere Verbindung mit dem Eisenbahntunnel, nebeneinandergestellt worden

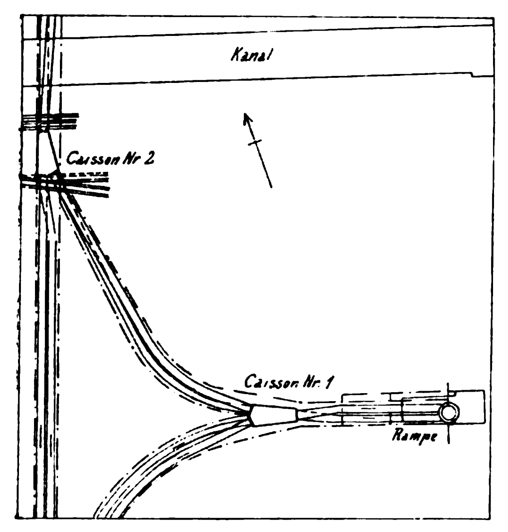


Abb. 133.

Teil Grundriß

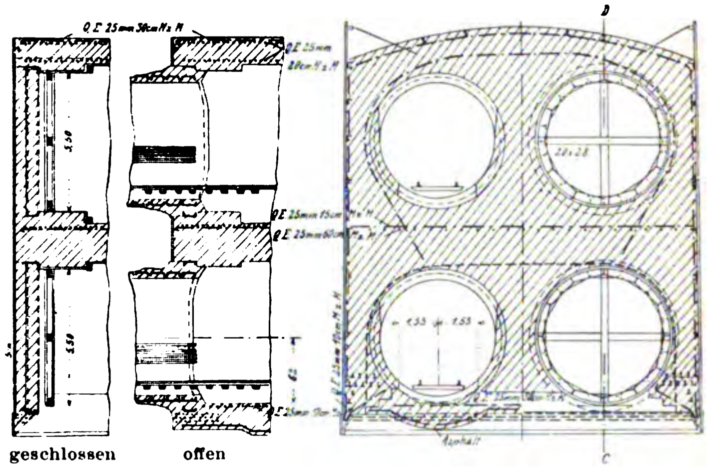
geschlossen

offen

Abb. 134a.

Längsschnitte

Querschnitte



geschlossen offen

Abb. 134b.

sind. Derselbe ist 30 m lang, 7 bis 14 m breit und 15,4 m hoch. Sein Gesamtgewicht beträgt 6700 t. Es sei bemerkt, daß der Eisencaisson nicht genug Gewicht gehabt hätte, um den Auftrieb zu überwinden, während es jetzt gerade genügte. Nach seinem Absenken wurde derselbe unten geschlossen, die Seiten geöffnet und mittels der Schildmethode die Anschlüsse vollzogen.

Eine typische Form für kleine Caissons führt uns ein Fall vor, der bei dem Bau einer Reihe von Straßenbrücken für die rumänischen Staatsbahnen über die Prahova in Anwendung kam (Abb. 135). Die Caissons hatten bis 2 m Schutt und bis 4,50 m mit großen Steinblöcken untermischtes Geröll zu durchsetzen. Um diese Hindernisse zu beseitigen, waren im Durchschnitt für jeden Caisson 40 Patronen Dynamit zu 100 g nötig. Trotz dieser Schwierigkeiten wurde diese Arbeit erfolgreich zu Ende geführt, und es ist wichtig hervorzuheben, daß sie von dem Unternehmer Pellerin auf eigene Gefahr als die ihm am billigst scheinende Arbeit gewählt wurde.[1]) Ein Beispiel in Verbindung mit einer Turbinenkammer siehe Beton-Kalender 1907, Teil II, S. 372, Abb. 28. In Nord-Amerika ist erst kürzlich eine „Concrete Caisson Co." entstanden, die die Kosten der Caissons mit 23 bis 42 M. pro 1 m³ angibt und behauptet, daß dies etwa $^1/_3$ der dort noch heute gebräuchlichsten Form der Holzcaissons beträgt.

[1]) Beton u. Eisen 1907, Heft III.

Da der Eisenbeton uns die Möglichkeit zur Herstellung von schwimmenden Gefäßen gibt, so ist es naheliegend, derartige Schwimmgefäße zur Herstellung von Mauerwerksblöcken und ganzen Mauern zu verwenden. Da Anwendungen aus diesem Gebiet im Kapitel „Wasserbau“ Abb. 115, 116, 117, 118, 119, 120, 121, 122, 123, 148, 149, 150, 151, 179, 180, 181, 182 ausführlich behandelt werden, so kann Verfasser sich mit einem Hinweis darauf zufrieden geben und führt nur eine Konstruktion für eine Kaimauer (Abb. 136 nach dem Vorschlag des V. St. Geniehauptmanns Judson) als typisch für alle übrigen Fälle an.

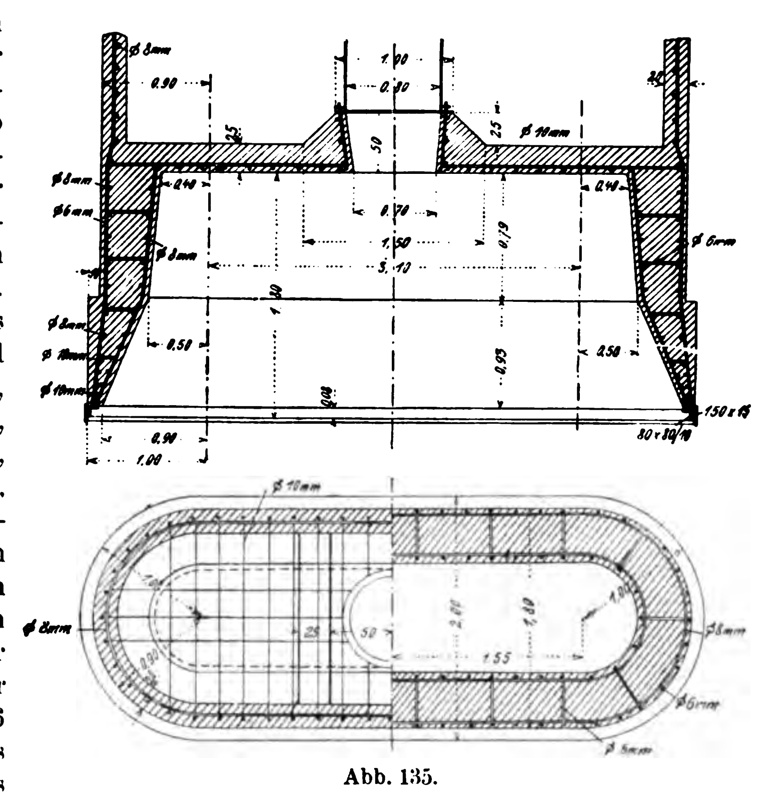


Abb. 135.

γ) Hohlkörpergründung.

Hier sei nur noch eine Anwendung als Beispiel herausgegriffen, weil in diesem Fall der Boden des Hohlkörpers erst nachträglich geschaffen wurde, die Brücke über die Maas bei Rouillon. Dieselbe besteht aus drei Bogen von 38, 42, 38 m Spannweite (Abb. 137). Bei derselben sind drei verschiedene Methoden der Fundierung angewendet worden. Die beiden Widerlager wurden mit Grundstößeln auf 11 Betonpfeiler gestellt, deren jeder vier R.-E. 20 mm erhalten hat, die etwa 2 m in das Widerlager hineinreichen. Der eine Pfeiler, der auf dem Bilde zunächststehende, wurde auf eine Betonplatte fundiert, die mit dem Pfeiler durch 10 R.-E. 20 m verbunden ist, der andere Pfeiler wurde mittels eines Senkkastens aus Eisenbeton hergestellt (Abb. 138). Derselbe hatte eine 20 cm-Betonwand, armiert mit einem Netz von 8 mm-Eisen, die durch vier

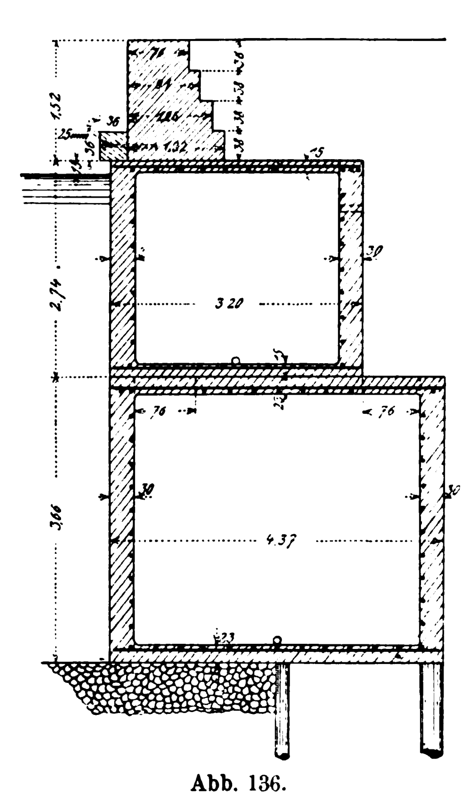


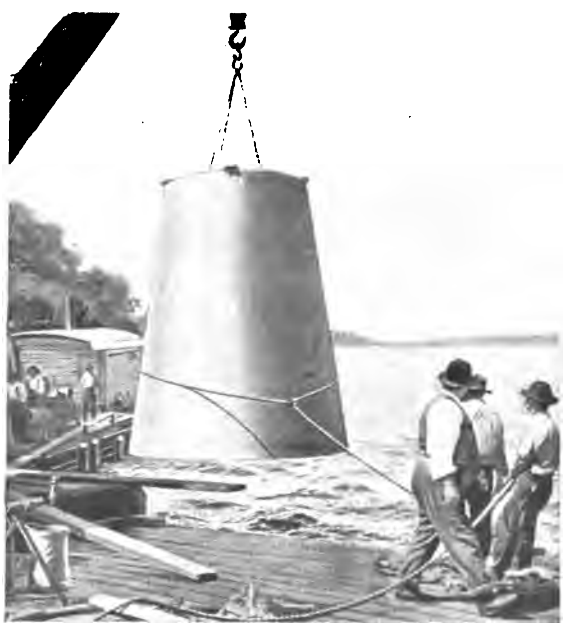
Abb. 136.


Abb. 138.

Querträger entsprechend versteift worden ist. Seine gesamte Höhe beträgt 5,20 m, die innere Öffnung ist unten 10,5 bis 6,5, oben 8 bis 4 m. Sein Gesamtgewicht hat 85 t betragen. Seine Herstellung geschah auf einem Floße oberhalb der Baustelle und es wurde derselbe, nachdem seine Unterlage sorgfältig mit Hilfe von Betonsäcken geebnet worden war, mittels 8 Winden herabgelassen (Abb. 138). Diese Versenkung geschah in zwei Absätzen, so zwar, daß, wie im Bilde ersichtlich, der obere Teil des Senkkastens noch nicht hergestellt ist. Nach vollständiger Absenkung wurde eine 1 m hohe Betonschicht eingebracht und nach 8 Tagen das Wasser ausgepumpt und die Ausfüllung vollendet.


Abb. 137.

Mit Rücksicht darauf, daß man mit Hilfe solcher Hohlkörper zu einem massiven Bauwerk gelangen kann, scheint es empfehlenswert, diese bislang vernachlässigte Methode, wo immer die Verhältnisse sie empfehlenswert erscheinen lassen, ebenfalls in Betracht zu ziehen.


Abb. 139.

Literatur.

Allgemeine Werke:

Handbuch der Ingenieurwissenschaften: Prof. L. v. Willmann, Der Grundbau, Leipzig 1906.
Brenneke, Der Grundbau, Berlin 1906.
H. Lückemann, Der Grundbau, Berlin 1906 u. a.

Die besondere Literatur findet sich im Text jeweilig angeführt vor.

Siehe auch die entsprechenden Kapitel in

Christophe, S. 169—181 und 323—329;
Tailor & Thompson, S. 472—485;
Buel & Hill, S. 159—174 u. a.

b) Mauerwerksbau.

Bearbeitet von Ingenieur **A. Nowak,** Baukommissär der k. k. Eisenbahnbaudirektion in Wien.

Allgemeines.

Man unterscheidet bei Mauern solche, welche 1. dem Winddrucke, 2. dem Drucke eines Erdkörpers, 3. dem des Wassers widerstehen müssen.

Bei allen den in der bisher üblichen Weise ausgeführten Mauern bestand der Grundsatz, ihre Standfestigkeit durch ein großes Eigengewicht sicherzustellen, was bei den geringfügigen äußeren Kräften infolge des ziemlich großen spezifischen Gewichtes dieses Baumaterials von 1600 bis 2500 kg/m³ nicht schwer zu erreichen war. Werden die angreifenden Kräfte größer, oder erreicht die abgrenzende Mauer im allgemeinen eine größere Höhe, so sind zufolge des früher erwähnten Grundsatzes sehr große Abmessungen der Mauern nötig, und die Druckfestigkeit der genannten Baumaterialien ist wirtschaftlich nicht ausgenützt; die Unwirtschaftlichkeit dieser Mauern wird noch durch den Umstand vergrößert, daß den erwähnten Baustoffen keine verläßliche Zugfestigkeit zugemutet werden kann. Es geht daher in neuester Zeit das Bestreben dahin, für die Mauern Baustoffe zu finden, welche sowohl den Druck-, als auch den Zug- und Scherkräften genügend Widerstand leisten. Solche Baustoffe sind das Eisen und der Eisenbeton.

Bevor wir auf eine nähere Besprechung der verschiedenen Mauerarten übergehen, möge an dieser Stelle etwas über künstliche Trennungsfugen (Dilatationsfugen) erwähnt werden. Diese Fugen haben den Zweck, Rissebildung, durch ungleichmäßiges Setzen der Mauern als auch durch Temperaturänderungen hervorgerufen, zu verhindern. Sie bilden aber auch zugleich den natürlichen Abschluß der Ausführung längerer Mauern, da solche, sei es in Bruchstein, Stampf- oder Eisenbeton, doch in gewissen Stücken von 10 bis 15 m Länge ausgeführt werden. Bekannte amerikanische Ingenieure bestreiten die Notwendigkeit solcher Fugen. Ingenieur Johnson gibt an, daß die Armatur einer Betonmauer $\frac{1}{275}$ des Mauerquerschnitts betragen soll, um eine Rissebildung infolge Temperaturänderungen zu verhindern, wobei die Zugfestigkeit des Betons mit 14 kg/cm², die Elastizitätsgrenze des Stahles mit 3800 kg/cm² vorausgesetzt wird. Es werden daher in Amerika viele Betonmauern nicht aus statischen Gründen armiert, sondern nur um eben die durch die Temperaturveränderungen drohende Rissebildung zu verhindern.

Bei Besprechung der Mauern soll folgende Reihenfolge eingehalten werden:

1. Mauern gegen Winddruck (freistehende Mauern),
2. „ „ Erddruck (Stütz- und Futtermauern),
3. „ „ Wasserdruck,
4. Mauern gegen Erd- und Wasserdruck (Ufer- und Kaimauern).

I. Mauern gegen Winddruck.

Die relativ kleinste äußere Kraft bildet die bewegte Luft oder der Wind.

Der Winddruck auf ruhende Flächen berechnet sich wie folgt:

Bezeichnet:

F den Inhalt einer ruhenden ebenen Fläche in m²,

W den senkrechten Winddruck auf F in kg,

v die Geschwindigkeit des Windes in m/Sek.,

g die Beschleunigung durch die Schwere = 9,81 m/Sek.²,

ψ eine Erfahrungszahl, die mit zunehmender Größe der Fläche F von 1,97 bis 1,86 abnimmt,

γ das Gewicht eines m³ Luft in kg,

so ist, wenn

1. die Fläche senkrecht zur Windrichtung ist,

$W = \psi \cdot \gamma \cdot F \frac{v^2}{2g}$, oder der Winddruck in kg für 1 m² $w = \frac{W}{F} = \psi \cdot \gamma \cdot \frac{v^2}{2g}$. Für $\psi = 1{,}86$ und $\gamma = 1293$ kg für 1 m³ (für trockene Luft von 0° bei 760 mm Barometerdruck) ergibt sich $W = 0{,}12248\, F v^2$ und $w = 0{,}12248\, v^2$, wonach folgende Tabelle berechnet ist:

$v =$	2	3	6	9	12	15	18	21	24	27	30	33	36	39	42
$w =$	0,5	1,1	4,4	9,9	17,6	27,6	39,7	54,0	70,6	89,3	110,2	133,4	158,7	186,3	216,1

Für $\psi = 1{,}97$ wird $W = 0{,}13\, F v^2$ und $w = 0{,}13\, v^2$.

2. Die Fläche ist geneigt zur Windrichtung. Stößt der Wind auf eine ruhende Fläche F, welche mit der Windrichtung den Winkel α bildet, so ist der Winddruck senkrecht zur Fläche $W = w_1 \cdot F$.

Für dieses w_1 sind nun verschiedene Gleichungen angegeben:

1. nach J. Newton $w_1 = w \cdot \sin^2 \alpha$,
2. nach F. R. v. Lössl $w_1 = w \cdot \sin \alpha$,
3. nach Rayleigh und E. Gerlach $w_1 = w \frac{(4+\pi)\sin\alpha}{4+\pi\sin\alpha}$,

unter w in diesen Gleichungen den früher angegebenen Wert verstanden.

Mauern, welche außer ihrem Eigengewichte nur dem Winddrucke ausgesetzt sind und keine andere Auflast zu tragen haben, nennt man **freistehende Mauern**.

Eine freistehende Mauer kann im allgemeinen auf zweifache Weise ausgeführt werden:

1. Man führt eine senkrechte Eisenbetonplatte gleichsam als Wand aus, welche in einen durchlaufenden Fundamentklotz oder Grundbalken eingespannt ist.
2. Man führt massive Pfeiler auf entsprechenden Fundamenten aus und spannt oder schachtelt in diese Pfeiler die Eisenbetonplatte ein.

Eine nach dem ersten Verfahren hergestellte Mauer muß bezüglich ihrer Standfestigkeit und Sicherheit im allgemeinen folgenden Bedingungen Genüge leisten:

I. Die Gefahr des Umkippens muß behoben sein, d. h. das Verhältnis des Kippmoments, hervorgerufen durch Eigengewicht, in bezug auf den Punkt C (Abb. 1) zu dem durch den Winddruck hervorgerufenen Moment, $\frac{M_g}{M_w} = s$, muß gleich sein der Standsicherheit. Gewöhnlich nimmt man $s = 2$ an.

II. Die Druckspannung, welche sich auf die Flächeneinheit der Fundamentsohle ergibt, darf die für die betreffende Bodenart zulässige Größe nicht überschreiten.

III. Jene Fuge der Eisenbetonwand, wo die Einspannung im Fundamentklotz oder Grundträger erfolgt (AB in Abb. 1), muß imstande sein, dem Momente der äußeren Kräfte mit genügender Sicherheit Widerstand leisten zu können.

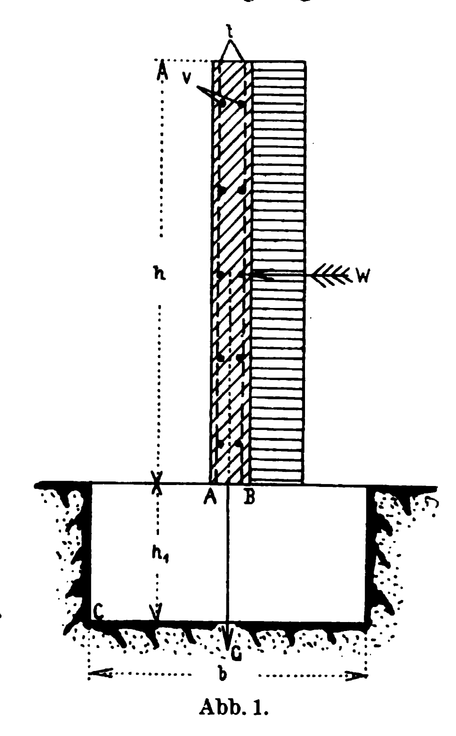


Abb. 1.

An dieser Stelle sei die Armierung solcher Wände besprochen. Da in der Regel der Wind bei freistehenden Wänden von beiden Seiten angreifen kann, daher auch die Zugwirkungen beiderseits auftreten, werden Rundeisen oder andere Eisenformen in der Nähe der Außensichten der Wand in senkrechter Lage einbetoniert. Diese in der

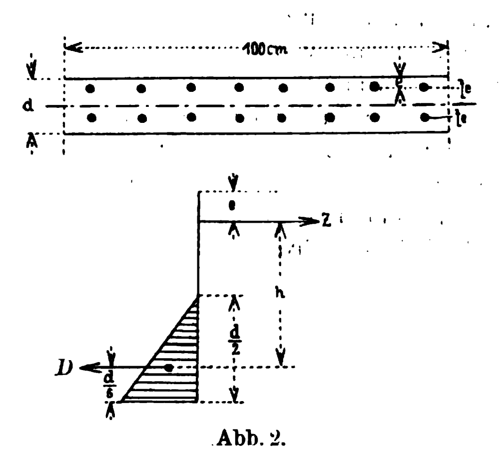


Abb. 2.

Abb. 1 mit t bezeichneten Eiseneinlagen seien Trageisen genannt zum Unterschiede von den sogenannten Verteilungseisen (v in der Abb. 1), welche ebenfalls immer in Verbindung mit den Trageisen, und zwar in senkrechter Lage zu den letzteren und in schwächeren Dimensionen angeordnet werden. Der Querschnitt AB auf 1 m Wandlänge wird im allgemeinen nach Abb. 2 ausgebildet sein. Es seien im folgenden M_a das Moment des Winddruckes in bezug auf die Fuge AB, d die Stärke der Fuge AB, f die Fläche der Eiseneinlagen auf je einer Seite der Wand, e deren Abstand von der Außensicht, $v = \frac{E_e}{E_b}$ das Verhältnis der Elastizitätskoeffizienten, so muß das Moment der inneren Kräfte dem M_a das Gleichgewicht halten oder

$$Zh = Dh = M_a \quad \ldots \ldots \ldots \quad 1)$$

$$Z = D = \frac{M_a}{h} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 2)$$

In den Fällen einer symmetrischen Eisenarmierung und unter der Annahme, daß bei Wänden der Beton auf Zug berücksichtigt werden kann, ist

$$h = d - \frac{d}{6} - e = \frac{5d}{6} - e,$$

und die Spannungen im Beton und des Eisens ergeben sich mit

$$i_e = \frac{Z}{f_e} = \frac{M_a}{\left(\frac{5d}{6} - e\right) \cdot f_e} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 3)$$

und $$i_b = \frac{D}{\frac{d}{2} \cdot 100} = \frac{2\,M_a}{\left(\frac{5d}{6} - e\right) \cdot \frac{d}{2} \cdot 100} = \frac{4\,M_a}{\left(\frac{5d}{6} - e\right) \cdot 100 \cdot d} \quad . \quad . \quad 4)$$

Diese Randspannungen dürfen das zulässige Maß nicht überschreiten.

In größerer Anwendung sind jedoch die freistehenden Mauern der zweiten Art mit Anordnung von einzelnen Pfeilern. Hier gilt in bezug auf die Pfeiler und deren Fundamente dasselbe, was in den drei Punkten der ersten Mauerart besprochen wurde; außerdem muß die Eisenbetonwand dem jeweiligen größten Moment des Winddruckes Widerstand leisten können. In diesem Falle ist die Armierung der Wand eine andere als im früher besprochenen Falle; da dieselbe in die Pfeiler eingespannt oder eingeschachtelt ist, laufen die Trageisen jetzt wagerecht, die Verteilungseisen senkrecht.

Es gilt hier von der Höheneinheit einer Wand an der Einspannstelle dasselbe, wie früher das von der Fuge AB gesagte. Ein Beispiel einer solch ausgeführten Wand soll später genau besprochen und berechnet werden (Abb. 11).

Für die Berechnung der Momente sowie der Spannungen im Beton bezw. im Eisen bei solchen freistehenden Wänden, welche zwischen einzelnen Pfeilern eingespannt sind und die ganze Wand als eine Reihe übereinander gelegter Träger aufgefaßt wird, gibt Prof. Ramisch[1]) bezüglich ihres Eigengewichtes folgende Formeln an:

$$1)\quad M = \frac{7}{48} \cdot P \cdot l,$$

$$2)\quad n = \frac{m \cdot f_e}{f_b}\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot f_b}{m \cdot f_e}}\right),$$

$$3)\quad i_b = \frac{M}{n \cdot (3 - n) \cdot W_b},$$

$$4)\quad i_e = i_b \cdot m \cdot \frac{1 - n}{n}.$$

Hierbei wird eine Betonschicht zwischen zwei Trageisen in Betracht gezogen. In obigen Formeln bezeichnet f_e den Eisenquerschnitt für eine Schicht, f_b den Betonquerschnitt einer Schicht; i_e und i_b sind die Inanspruchnahmen des Eisens bezw. des Betons, W_b das Widerstandsmoment des reinen Betonquerschnittes einer Schicht. Ist also die Entfernung von je zwei Trageisen h, die Stärke der Wand b, so ist $W_b = \frac{b \cdot h^2}{6}$; n bedeutet den Bruchteil des Betonquerschnittes, der nur auf Druck beansprucht wird, und endlich ist m das Verhältnis des Elastizitätskoeffizienten des Eisens zu dem des Betons und P gleich dem Eigengewicht der freistehenden Mauer.

Ebenfalls von Prof. Ramisch sind auch leichte Formeln aufgestellt worden, um die erforderliche Tiefe eines eisernen Ständers (Pfeilers) im Betonfundamente oder eines Holzpfostens im Erdreiche zu berechnen. Bezeichnet $x + y = t$ die erforderliche Fundierungstiefe, W die wagerechte Kraft (Winddruck), h den Abstand dieser Kraft von der Erdoberfläche, i die zulässige Inanspruchnahme (für Erde 2 bis 3 kg/cm², für Beton 20 bis 40 kg/cm²), so rechnet sich zuerst

$$a = \frac{W}{i \cdot b} \text{ und } w = a\,\frac{3h + 2a}{2h + a};$$

diese beiden Werte a und w setzt man in die Formeln für x und y ein.

$$y = \frac{1}{3} \cdot w\left(1 + \sqrt{1 + \frac{gh}{w}}\right), \qquad x = \frac{y\,(y + 3h)}{[(3h + 2a) - y]}.$$

[1]) Süddeutsche Bauzeitung 1905.

Freistehende Mauern in Eisenbeton werden zu den verschiedensten Zwecken verwendet. Sie dienen vor allem zur Einfriedigung von Grundstücken und Gärten, als Windfänge, als Blendwand, als Schießstände, als Feuermauern usw.

Im folgenden mögen einige solcher freistehenden Mauern besprochen werden.

Eine Form[1]) der Einfriedigungsmauern, welche sehr oft verwendet wird, ist jene, wo man als Traggerippe zweckmäßig alte Eisenbahnschienen nimmt, die selbst dann noch benutzt werden können, wenn sie zu eigentlichen Bauzwecken nicht mehr brauchbar erscheinen.

Zur Herstellung einer solchen Betonmauer hebt man in der Richtungslinie derselben eine Reihe etwa 50 bis 60 cm tiefer quadratischer Löcher im Gelände von ungefähr ebenfalls 60 cm Seitenlänge in etwa 3 bis 5 m Entfernung voneinander aus. In die Mitte dieser Löcher wird je eine Schiene senkrecht pfostenartig aufgestellt, und zwar so, daß der Schienenkopf abwechselnd nach der Außenseite oder nach der Innenseite der Mauer gerichtet ist. Die Länge der Schiene über der Bodenoberfläche muß der Höhe der zukünftigen Mauer entsprechen. Nachdem man eine Reihe solcher Schienen genau senkrecht in die Löcher gestellt und nach der Schnur ausgerichtet hat, fertigt man sich aus etwa 4 cm starken Brettern eine Stampfform an, die den Fuß der Schiene, der unter der Bodenoberfläche ist, umgibt, und welche man, nachdem sie an richtiger Stelle angebracht ist, mit magerem Beton in bekannter Weise ausstampft. Damit die Schienen während dieser Arbeit nicht aus ihrer Lage kommen, werden sie provisorisch durch seitliche Holzstreben gesichert. Nach Fertigstellung dieses Sockels zieht man die Form nach oben ab. Um ein leichteres Entfernen derselben bewerkstelligen zu können, sind die Wände der Kastenform zueinander geneigt und die Form so aufgestellt, daß die Sohle des Betonsockels die größere Fläche bildet. Wenn die Betonsockel genügend erhärtet sind, hebt man von einem Eisenständer bis zum anderen einen schmalen Graben aus, der mit Beton bis zur Höhe der Sockeloberkante ausgefüllt wird. Um die eigentliche Mauer ausführen zu können, bedarf es einiger etwa 4 cm starker Bretter, die etwas länger sind als die Entfernung von Ständer zu Ständer, welche etwa 3 bis 5 m betragen kann, je nach der Höhe der Mauer. Diese Bretter werden seitlich der Schienenfüße und -Köpfe an die Ständer angelegt und am überstehenden Ende miteinander durch eiserne Schraubenbolzen verbunden. Damit durch das Anziehen der Bolzen die Bretter sich in der Mitte nicht ausbauchen, legt man an den überstehenden Enden einige hölzerne Beilagen passender Stärke ein und verbindet die Bretter in der Mitte durch Stehbolzen miteinander, wie dies auch aus der Abb. 5 ersichtlich ist. Der durch Anbringung der Bretter gewonnene Zwischenraum wird nun von oben her mit Beton ausgestampft. Nach dem Ausstampfen zieht man die verbindenden Stehbolzen heraus und rückt die Bretter um eine Brettbreite nach oben oder setzt an die unten gelegenen Bretter neue darauf. Man wiederholt dieses Verfahren so lange, bis die Höhe der Mauer erreicht ist. Es ist zweckmäßig, die Mauer nicht in ihrer ganzen Länge gleichzeitig in Angriff zu nehmen, sondern die einzelnen Felder nacheinander fertigzustellen, weil dadurch eine größere Sicherheit geboten ist, daß sich durch Schwinden beim Abbinden keine Risse bilden können.

Man kann solche Mauern ganz unbedenklich bis zu 3 m Höhe auf diese Weise ohne weitere Eiseneinlage herstellen, ohne die Standfestigkeit zu beeinträchtigen. Handelt es sich jedoch um höhere Mauern, so ist es von großem Vorteil, wenn man

[1]) Zement und Beton 1902.

zur Sicherung des Widerstandes der Mauer einen Ständer mit dem nächsten durch schwache Rundeisen (etwa 10 bis 15 mm Durchmesser) verbindet. Zu diesem Zwecke genügt es vollkommen, wenn die Rundeisen in einfacher Weise durch in den Steg der Schiene gebohrte Löcher gesteckt und die überstehenden Enden mit dem Hammer hakenförmig umgebogen werden. Man spart auf diese Weise die sonst üblichen Mutterschrauben und hat es vollständig in der Hand, die jeweils benötigte Länge auf dem Bauplatze selbst abzuhauen. An Stelle dieser Rundeiseneinlage läßt sich auch eine Drahteinlage oder Streckmetall benutzen, indem man die Drahtgewebe ganz ähnlich wie bei einer Rabitzwand anwendet. Zur Bildung der Ecken bei Richtungsveränderungen der Mauern stellt man statt eines Ständers zwei in einen gemeinschaftlichen Sockel, wie in Abb. 3 gezeichnet ist. Die Herstellung von Türöffnungen geschieht in den erforderlichen Abmessungen der Türzargen durch zwei **C**-Eisen, welche an entsprechender Stelle in Betonsockeln aufgestellt werden. Man kann die Standfestigkeit dieser Mauern noch vergrößern, indem man in entsprechenden Entfernungen die Mauer mit Betonpfeilern versieht. Eine auf die beschriebene Weise hergestellte Einfriedigungsmauer hat einen ganz bedeutend höheren Widerstand und eine viel größere Standfestigkeit als eine ähnliche aus Ziegelsteinen hergestellte Mauer. Zur Bekrönung der Mauer kann man sich sehr leicht in passende Holzformen gestampfte Abdeckplatten herstellen, denen man durch Profilierung ohne große Kosten einen gefälligen Querschnitt geben kann (Abb. 3). Eine Betonmauer ähnlicher Konstruktion ist in Berlin zur Einfriedigung des Kasernenhofes des 2. Garde-Regiments in der Karlstraße ausgeführt. Die ursprüngliche Einfriedigung bestand aus einem, auf einem Marmorsockel stehenden, aus senkrechten Flacheisenstäben gebildeten Gitter von ungefähr 3 m Höhe. Um den Einblick von der Straße in den Kasernenhof zu verhindern, bettete man dieses Gitter in eine Betonschicht ein, so daß die oberen mit Spitzen bewehrten Enden noch ein Stück daraus hervorsehen. Die Mauer ist etwa 250 m lang und hat nur eine Stärke von etwa 10 cm. Die nach der Straße zugekehrte Seite ist durch vorgelegte schwache Pfeiler in Felder gegliedert, die durch geschickt angebrachten Putz eine ganz angenehm wirkende Ansichtsfläche darbieten, wie aus Abb. 4 zu ersehen ist.

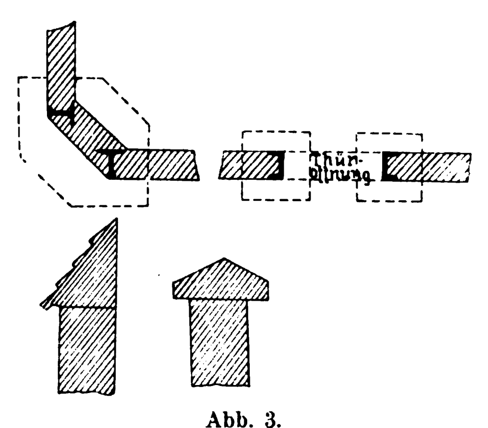


Abb. 3.

Eine Mauer ähnlicher Art wurde bei der Einfriedigung eines Petroleumlagerhofes in Berlin errichtet.[1]) In Abständen von 5 zu 5 m wurden mit Fußlaschen versehene **I**-Eisen P.-Nr. 18, aufgestellt, welche etwa 2,5 m über den Erdboden ragten. In Abständen von 20 zu 20 cm wurden senkrechte Eisenstäbe aufgestellt und mittels Bindedrahtes mit den wagerechten Eisenstäben verbunden. Es wurde dort zuerst ein Eisengerippe angefertigt und dann mit der Aufstellung des Lehrgerüstes begonnen. Zu diesem Zwecke wurden in Abständen von 1 m und 7,5 cm von den senkrechten Eisenstäben entfernt die in Abb. 5 sichtbaren Kreuzhölzer aufgestellt, welche unten mittels eiserner Klammern oder kleiner Pflöcke an einer Schwelle befestigt waren. Auf der anderen Seite des Eisengerippes wurden gleiche Kreuzhölzer

[1]) Zement und Beton 1906.

·aufgestellt, welche unten ebenfalls durch eine Schwelle gehalten wurden, während sie oben durch ein übergenageltes Brettstück mit der Nachbarsäule verbunden wurden. Diese Ständer wurden durch die Steifen in genauer Lage erhalten. Gegen das Ausbauchen beim Einstampfen diente ein in der Mitte durch beide Ständer gezogener Verbindungsbolzen, der mit einem Handgriff zum leichten Herausziehen versehen war und am anderen Ende ein Gewinde mit einer Flügelmutter trug. Nun wurden von Länge geschnittene Bretter hinter die Ständer eingebracht. An den Enden der Schalbretter wurden Spreizstücke eingelegt, so daß die Entfernung von 10 cm zwischen

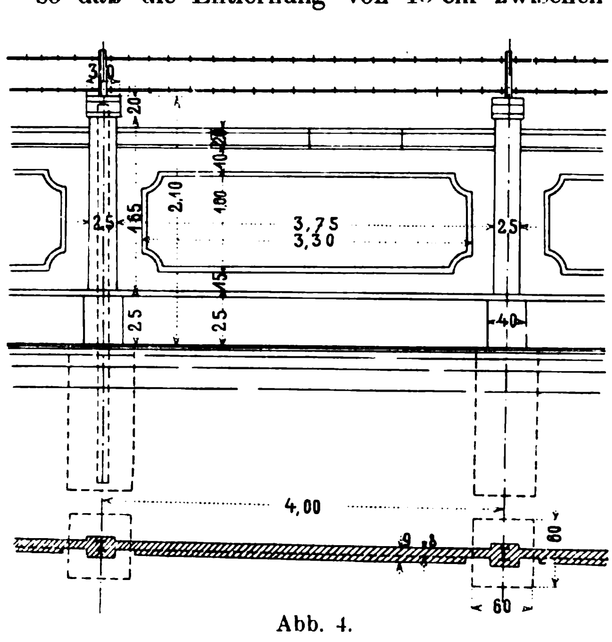


Abb. 4.

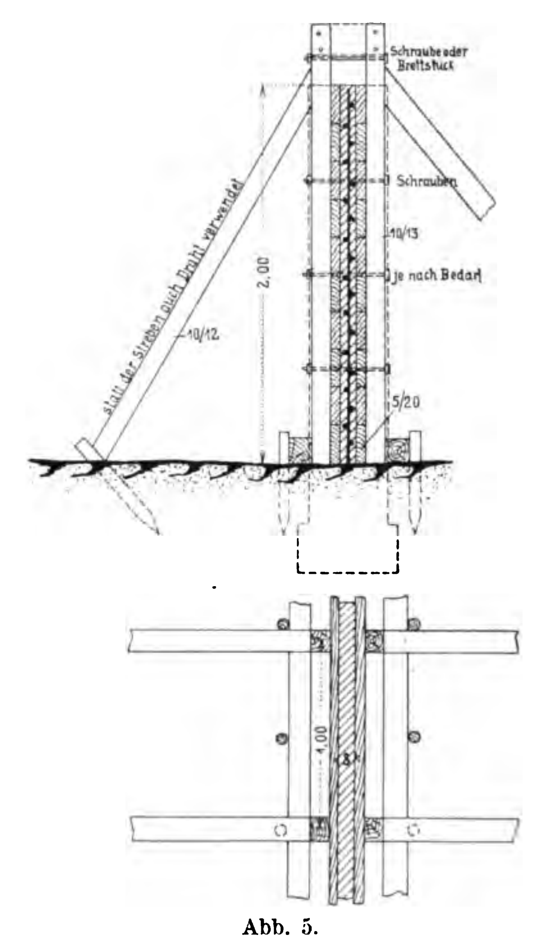


Abb. 5.

den Innenseiten der Bretter überall vorhanden war. Die Stärke der Schalungsbretter betrug bei der engen Anordnung der Ständer nur 25 mm. Beim Einfüllen der Betonmasse in die Schalung wurden nur immer zwei oder höchstens drei Brettseiten aufeinandergesetzt, um die Betonmasse bequem einschlagen zu können. Die Masse war ziemlich naß und wurde gewissermaßen als dickbreiiger Zementkiesmörtel angemacht. Nachdem das Schalgerüst bis zu der ganzen Höhe mit Betonmörtel eingefüllt war, ließ man den Beton abbinden und entfernte dann das Gerüst. Zu diesem Zwecke löste man zunächst die Flügelmuttern der Bolzen und zog sie dann aus dem Beton heraus. Danach beseitigte man die Schwellen und entfernte die Steifen. Alsdann wurde das Verbindungsbrett am oberen Ende der Ständer abgeschlagen und die Ständer nach beiden Seiten hin abgeklappt. Die durch die Bolzen entstandenen Löcher im Beton wurden später mit Zementmörtel ausgegossen und die Wandflächen noch vor dem völligen Erhärten mit dünnem Zementmörtel beworfen und glatt zugeputzt. Die I-Träger wurden ebenfalls mit Betonmasse umgeben und als vorliegende Pfeiler behandelt.

Diese beiden Mauern wurden deshalb etwas ausführlicher besprochen, weil alle freistehenden Mauern in derselben oder ähnlicher Weise ausgeführt werden. In der Abb. 6 ist das Lichtbild einer Garteneinfriedigungsmauer in Zauchtel in Mähren gegeben, wie sie die Unternehmung Schittenhelm u. Söhne ausführt.[1]) In der Abb. 7 ist die Einfriedigungsmauer des Gebäudes der spanischen Gesellschaft für Metallkonstruktionen in Madrid zu sehen, nach dem System Unciti mit Streckmetall ausgeführt. Von den überaus zahlreichen Einfriedigungsmauern seien erwähnt jene zu St. Cloud, jene von Arras (Pas de Calais), die Begrenzung des Friedhofes in Sevran-Livry (Frankreich), die des Restaurants Ledoyen in Paris, ferner eine in Düsseldorf und eine in Kopenhagen, ferner jene für die Kaiserliche Geburtsklinik und jene für ein Gebäude der Moskauerbank in St. Petersburg, jene in der Engelsburg in Rom und schließlich jene nach den Systemen Professor Ramisch und Prüß mit Flacheiseneinlagen versehenen aus Kunststeinen ausgeführte Einfriedigungsmauern.



Abb. 6.

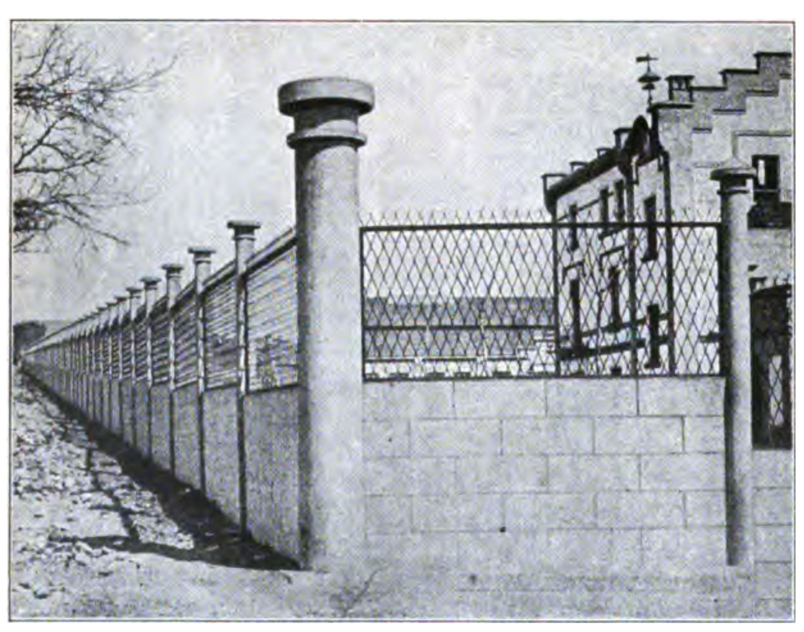


Abb. 7.

Zum Schlusse möge Erwähnung getan werden einer Einfriedigungsmauer, welche in einzelnen fertigen Teilstücken ausgeführt wurde. Es handelt sich um die Einfriedigungsmauer des Endbahnhofes in Flatbush bei Brooklyn der Long Island Eisenbahn. Dieselbe stellt Eisenbetonplatten von 1,5 m vor, welche auf einer Mauer aus gewöhnlichem Mauerwerk aufgestellt wurden in einer Gesamtlänge von 240 m. Die Stärke derselben beträgt 10 cm. Sie ist mit Ransome-Eisen nach zwei Richtungen armiert und an ihrem oberen Ende gesimsartig abgeschlossen. Diese stehende Eisenbetonwand wurde durch kleine Pfeiler, die an der Rückseite angebracht wurden, verstärkt. Sie wurde in 2,50 m langen Teilstücken, die vorher hergestellt wurden, in der Weise ausgeführt, daß diese Teilstücke nach Abb. 8 mittels eines einfachen Bockes und eines Flaschenzuges in die

[1]) Beton u. Eisen 1907.

Höhe gehoben und mittels eines Wagens an Ort und Stelle verführt wurden. Bei diesen Vorgängen ergaben sich keine Schwierigkeiten. Die Verbindung dieser Eisenbetonwand mit der Mauer geschah in der Weise, daß an dem oberen Teile der Mauer Löcher angebracht wurden, in welche Ankereisen, die aus der Eisenbetonwand herausragten, versenkt wurden.



Abb 8.

Von ausgeführten Blendmauern in Eisenbeton soll Erwähnung getan werden der **Blendmauer** zwischen Bau-km 49,844 und 49,987 der Teilstrecke Görz—Triest der Wocheinerbahn bei der **Rennbahn Montebello** im Weichbilde der Stadt Triest.[1]) Diese Mauer hat den Zweck, die rollenden Fahrbetriebsmittel der Rennbahn zu verhüllen und so ein Scheuwerden der Pferde zu verhindern. Dieselbe ist im Bauzustande in der Abb. 9 ersichtlich. Aus dem in Abb. 10 gegebenen Längenprofile ist zu ersehen, daß die Bahn gerade an dieser Stelle aus dem Damme in den Einschnitt übergeht und diese gerade gegen die Rennbahn abgeblendet werden mußte. Es ergab sich daher bei Beginn der Blendmauer die ziemlich große Höhe von etwa 6 m, welche sich infolge des eintretenden Einschnittes bis auf 0,55 m erniedrigt.



Abb. 9.

Die Länge dieser Mauer beträgt 141 m. Sie wurde nach der am Anfange der freistehenden Mauern besprochenen Form II ausgeführt und besteht aus einer 10 cm starken Monierwand, welche in Eisenbetonsäulen eingespannt ist. Die einzelnen Säulen haben eine Achsenentfernung von 3 m. Am Fuße der Mauer und der Säulen ist eine sockelartige Verstärkung angebracht. Jede Säule fußt auf einem Betonklotze, der nicht symmetrisch ausgeführt ist, da der Wind (Bora) an diesem Gelände nur aus einer Richtung kommt. Im folgenden sei die Untersuchung der statischen Verhältnisse dieser Mauer angegeben, da diese gleichsam als Muster einer Blendmauer gelten kann. Ihrer Höhe über der Erdoberfläche nach wurde dieselbe in 3 Typen eingeteilt. Typ A zu 6 m, Typ B zu 4 m und Typ C zu 2 m Höhe. Typ A möge in Rechnung gezogen werden.

Es müssen nach Seite 98 bis 100 folgende Punkte eingehalten werden: I. Die Gefahr des Umkippens der Pfeiler muß behoben sein. II. Die Bodenpressung an der Sohle der Säulenfundamente darf die zulässige Grenze nicht überschreiten. III. Die Ein-

[1]) Beton u. Eisen 1906

spannfläche der Eisenbetonsäulen in ihre Fundamente muß den äußeren Kräften genügend Widerstand leisten können. IV. Die Wand selbst muß genügend stark sein, um ebenfalls die äußeren Kräfte aufnehmen zu können.

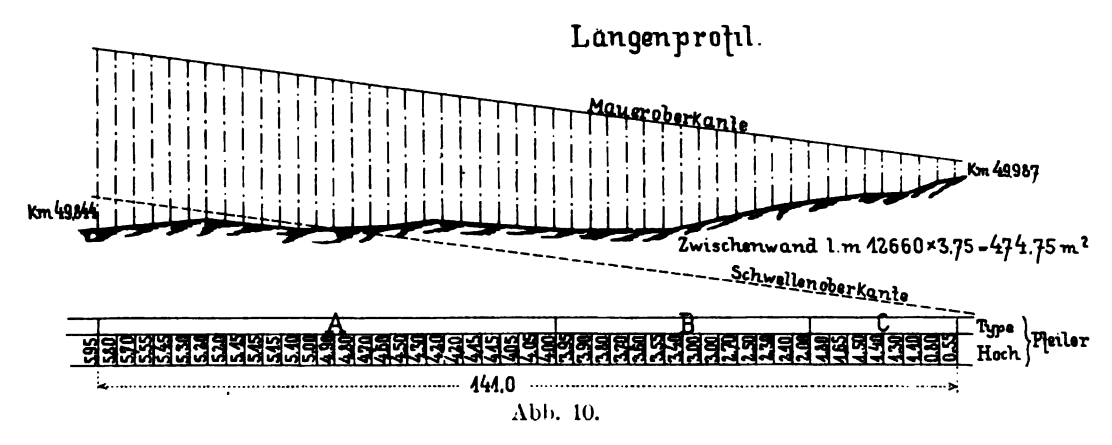
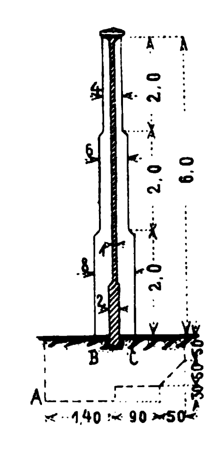


Abb. 10.

In der Abb. 11 ist die Ansicht und der Grundriß der Säulen Typ A zu sehen. Da in diesem speziellen Falle der Wind nur von einer Seite angreifen kann, erfolgt das Umkippen um den Punkt A der Abb. 11. Es muß daher $\frac{M_g}{M_w} > 1 = s$, wobei M_g das Moment des Eigengewichts, M_w das Moment des Winddruckes, s der Sicherheitsgrad ist.



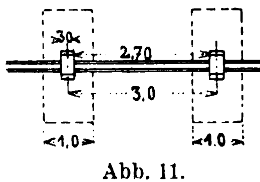


Abb. 11.

Das Gesamtgewicht, welches eine Säule zu tragen hat, setzt sich zusammen:

Volumen der Säule:

$(0{,}4 \times 0{,}3 \times 2{,}0) + (0{,}6 \times 0{,}3 \times 2{,}0) + (0{,}8 \times 0{,}3 \times 2{,}0) = 1{,}08\ \text{m}^3$.

Volumen der Wand:

$(2{,}7 \times 0{,}10 \times 5{,}00) = 1{,}35\ \text{m}^3$.

Volumen des Sockels:

$(2{,}70 \times 0{,}20 \times 1{,}00) = 0{,}54\ \text{m}^3$.

Gesamtvolumen des Eisenbetons, den eine Säule zu tragen hat, 2,97 m³. Volumen des Fundamentes aus Beton 3,095 m³. Das spezifische Gewicht des Eisenbetons mit 2,5, das des Stampfbetons mit 2,4 t/m³ vorausgesetzt, gibt ein Gesamteigengewicht $G = 2{,}97 \times 2{,}5 + 3{,}095 \times 2{,}4 = 14{,}85$ t. Die Entfernung der Schwerlinie vom Punkt $A = 1{,}40$ m.

Das Moment des Gesamteigengewichts $M_g = 14{,}85 \times 1{,}4 = 20{,}79$ tm. Für die Berechnung des Momentes infolge Winddrucks wurde als senkrechte Komponente desselben 170 kg/m² in Rechnung gezogen, da die herrschende Windrichtung mit der Wand einen Winkel von 30° einschließt. Die dem Winde ausgesetzte Fläche für eine Säule beträgt $F = 3 \times 6 = 18$ m² und daher die Gesamtwindkraft $W = 18 \times 0{,}17 = 3{,}06$ t. Der Abstand der Angriffslinie des Winddrucks vom Punkte A $\frac{6}{2} + 1 = 4$ m, da die Angriffsfläche des Winddrucks ein Rechteck bildet. Das Moment infolge Winddrucks daher $M_w = 3{,}06 \times 4 = 12{,}24$ tm und $\frac{M_g}{M_w} = \frac{20{,}79}{12{,}24} = 1{,}7 > 1 = s$.

Zu II. Die Pressungen in der Fundamentsohle berechnen sich aus der Formel $i_d = \frac{G}{F} + \frac{M_w}{W}$, wobei F die Sohlfläche, W das Widerstandsmoment derselben bedeutet,

$$W = \frac{1 \cdot \overline{2{,}8}^2}{6} = 1{,}30 \text{ m}^3$$

$$i_d = \frac{14{,}85}{2{,}8} + \frac{12{,}24}{1{,}3} = 14{,}70 \text{ t/m}^2 = 1{,}47 \text{ kg/cm}^2,$$

also in den zulässigen Grenzen sich befindet.

Zu III. Die Fuge BC der Abb. 11 muß die äußeren Kräfte aufnehmen können. Auf diese Fuge wirkt einmal das Gewicht des ganzen Eisenbetons und zweitens wieder die gesamte Windkraft. In dieser Fläche müssen die Zugspannungen durch entsprechende Eiseneinlagen aufgenommen werden. Wie früher berechnen sich die Inanspruchnahmen $\left.\begin{matrix} i'_d \\ i'_z \end{matrix}\right\} = \frac{G'}{F'} \pm \frac{M'_w}{W'}$, wobei i'_d und i'_z die Inanspruchnahmen auf Druck bezw. auf Zug bedeuten, G' das Gewicht des Eisenbetons, F' die Fugenfläche BC, W' ihr Widerstandsmoment darstellen, M'_w das Winddruckmoment bezüglich der Fuge BC ist:

$$G' = 2{,}97 \cdot 2{,}5 = 7{,}42 \text{ t},$$
$$F' = 0{,}3 \cdot 0{,}8 = 0{,}24 \text{ m}^2,$$
$$M'_w = 3{,}06 \cdot 3 = 9{,}18 \text{ tm},$$
$$W' = \frac{1}{6} \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}8^2 = 0{,}032 \text{ m}^3,$$
$$i'_d = \frac{7{,}42}{0{,}24} + \frac{9{,}18}{0{,}032} = 31{,}77 \text{ kg/cm}^2,$$
$$i'_z = \frac{7{,}42}{0{,}24} - \frac{9{,}18}{0{,}032} = 25{,}59 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Querschnitt BC ist in der Abb. 12 zu sehen. Diese berechneten Inanspruchnahmen gelten für eine homogene reine Betonfläche ohne Eiseneinlagen. Da die Zugspannungen des Betons hauptsächlich von Eiseneinlagen aufgenommen werden sollen, muß man nun jenes Moment der äußeren Kräfte berechnen, welches diese Zugspannung von 25,59 kg/cm² hervorruft. Im allgemeinen gilt die Formel $\frac{M}{i} = \frac{T}{y}$, worin M das gesuchte Moment ist und i die vorhin berechnete Kantenpressung, T das Trägheitsmoment des reinen Betonquerschnitts, y die Entfernung der äußersten Faser von der neutralen Achse bedeuten.

$$i = 25{,}59 \text{ kg/cm}^2,$$
$$T = \frac{1}{12} \cdot 30 \cdot 80^3 = 1\,280\,000 \text{ cm}^4,$$
$$y = 40 \text{ cm},$$
$$M = \frac{T \cdot i}{y} = 818\,880 \text{ kgcm}.$$

Um nun die erforderliche Eisenfläche zu bestimmen, vergegenwärtige man sich den Verlauf der Spannungen in diesem Querschnitt, wie er an anderer Stelle dieses Handbuches gründlich behandelt ist (Abb. 13):

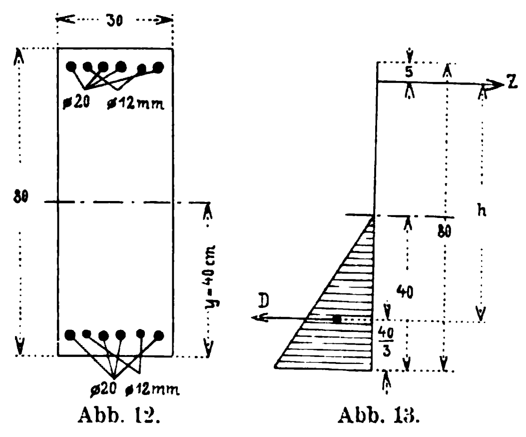


Abb. 12. Abb. 13.

$$h = 80 - 5 - \frac{40}{3} = 61{,}7 \text{ cm}, \ Zh = M, \ Z = \frac{M}{h} = 13\,272 \text{ kg}.$$

Nimmt man als zulässige Inanspruchnahme des Eisens 1000 kg/cm², so ist die erforderliche Eisenfläche $f_e = \frac{13\,272}{1000} = 13{,}27 \text{ cm}^2$; angeordnet sind in einem Abstande von 5 cm von der Außensicht der Säule 4 Rundeisen von 20 mm Durchmesser und 2 Rundeisen von 12 mm Durchmesser, welche zusammen eine Eisenfläche von 14,83 cm² ergeben. Es werden daher die wirklichen Kantenpressungen im Eisenbetonquerschnitt BC andere sein als die zuvor berechneten. Nehmen wir als Verhältnis der Elastizitätskoeffizienten von Eisen zu Beton 10 an, so ergibt sich die Idealfläche $F_i = 0{,}8 \cdot 0{,}3 + 10 \cdot 0{,}001483 \cdot 2 = 0{,}2697 \text{ m}^2$, bei gleichbleibender Flächenbreite von 30 cm wird daher die Höhe dieser Idealfläche eine größere,

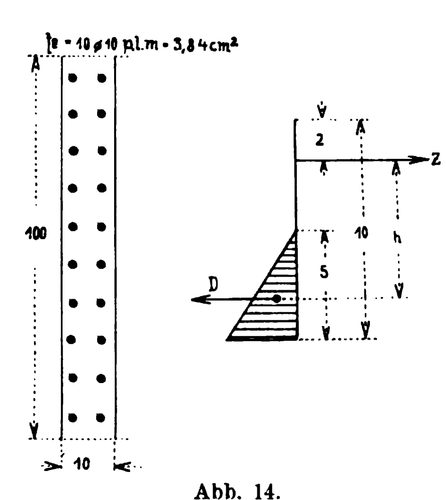


Abb. 14.

$$h_i = \frac{F_i}{b} = 0{,}90 \text{ m}$$

und das ideelle Widerstandsmoment

$$W_i = \frac{1}{6} \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}9^2 = 0{,}041 \text{ m}^3,$$

$$i_d = \frac{G'}{F_i} + \frac{M'_w}{W_i} = 25{,}2 \text{ kg/cm}^2,$$

$$i_z = \frac{G'}{F_i} - \frac{M'_w}{W_i} = 19{,}6 \text{ kg/cm}^2.$$

Zu IV. In Betracht wird gezogen 1 Höhenmeter der Wand; der Querschnitt ist aus Abb. 14 zu ersehen. Die Windkraft, die auf diesen Streifen wirkt,

$$W = 1 \cdot 170 \cdot 2{,}7 = 460 \text{ kg}.$$

Die Wand wird als zwischen den einzelnen Säulen frei aufliegend betrachtet, als ungünstigerer Fall, und $M = \frac{1}{8} \cdot W \cdot l = \frac{1}{8} \cdot 460 \cdot 270 = 15\,500$ kgcm. In Wirklichkeit wird die Wand als teilweise eingespannt oder doch wenigstens als kontinuierlich über die Säulen gehend zu betrachten sein, und das Moment sinkt auf $\frac{1}{10} W \cdot l$ herab. Ähnlich wie früher muß, da eine symmetrische Eisenarmierung angeordnet ist, $h = 10 - 2 - 2{,}7 = 5{,}7$ cm, $Z = D = \frac{M}{h} = 2900$ kg. Auf ein Höhenmeter Wand sind 10 Stück Rundeisen von 10 mm Durchmesser angebracht von einer Gesamtfläche von 3,84 cm²; daher die Inanspruchnahme des Eisens

$$i'_z = \frac{2900}{3{,}8} = 770 \text{ kg/cm}^2$$

und die des Betons

$$i'_b = \frac{2900 \cdot 2}{5 \cdot 100} = 11{,}6 \text{ kg/cm}^2.$$

Zu diesen Spannungen treten noch jene infolge Eigengewichts hinzu. In Betracht wird gezogen ein Betonstreifen zwischen zwei Trageisen, also 10 cm Höhe. Nach den früher erwähnten Formeln von Prof. Ramisch ist:

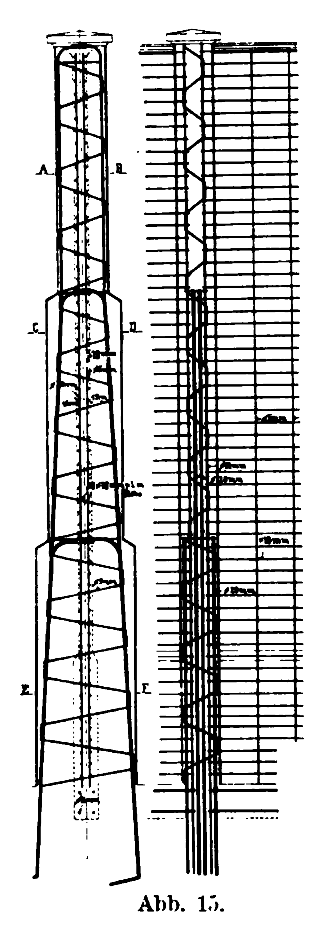


Abb. 15.

$$P = 0{,}1 \times 0{,}1 \times 2400 \times 3 = 72 \text{ kg}$$

$$W_b = \frac{1}{6} \times 10 \times 100 = 167 \text{ cm}^3$$

$$M = \frac{7}{48} \times 72 \times 300 = 3150 \text{ kgcm}$$

$$n = \frac{10 \times 1{,}57}{10 \times 10}\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100}{10 \times 1{,}57}}\right) = 0{,}425$$

$$i''_b = \frac{3150}{0{,}425 \times 2{,}575 \times 167} = 17{,}2 \text{ kg/cm}^2$$

$$i''_z = 17{,}2 \times 10 \times \frac{0{,}575}{0{,}425} = 234 \text{ kg/cm}^2$$

und die Gesamtspannungen

$$i_b = 17{,}2 + 11{,}6 = 28{,}8 \text{ kg/cm}^2$$

$$i_z = 234 + 770 = 1004 \text{ kg/cm}^2$$

Es ist noch zu untersuchen, ob sich die Mauer an ihrer Auflagerung auf den Säulen hält. Die Wand hat auf ein Höhenmeter ein Gewicht von $0{,}1 \cdot 1 \cdot 2500 \cdot 2{,}7 = 675$ kg, daher auf einer Seite einer Säule eine Kraft von $\frac{675}{2}$ kg von den Eiseneinlagen aufzunehmen ist, was einer Inanspruchnahme derselben von $i_e = \frac{337{,}5}{2 \cdot 3{,}84} = 44 \text{ kg/cm}^2$ entsprechen würde.

Schnitt A-B.

Schnitt C-D.

Schnitt E-F.

Abb. 16.

Die Wand wurde etwa 10 cm in den Boden vertieft und an ihrer Sohlenfläche noch außerdem mit 4 Rundeisen von 12 mm Durchmesser armiert. In umstehender Tabelle sind die statischen Verhältnisse der Eisenbetonsäulen sämtlicher 3 Typen zusammengestellt.

Diese Mauer wurde von der Betonbauunternehmung Eugen Comel in Triest ausgeführt und kostete einschließlich sämtlicher Erdarbeiten nur etwa 12 000 Kronen.

Ein weiteres Anwendungsgebiet der freistehenden Mauern sind Kugelfänge und Schießstände. Ein solcher Kugelfang wurde bereits im Jahre 1897 im Auftrage der französischen Militärverwaltung von Hennebique auf dem großen Exerzierplatz zu Lyon hergestellt. Derselbe besteht aus 2 Wänden. Die eine Wand hat eine Gesamtlänge von 60 m zwischen den Achsen der äußeren Pfeiler und besitzt außerdem 3 Zwischenpfeiler in einer Achsenentfernung von 15 m (Abb. 17). Die Höhe von der Erdoberfläche bis zur Unterkante der Wand beträgt

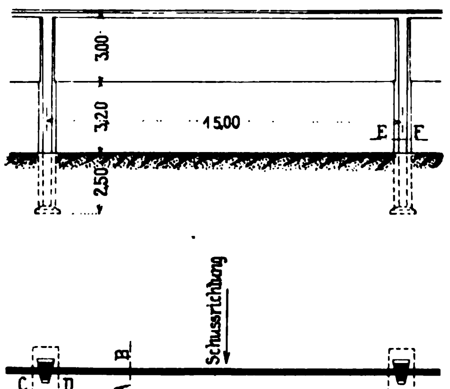


Abb. 17.

Zusammenstellung der statischen Verhältnisse der Eisenbetonsäulen der Blendmauer bei der Rennbahn Montebello in Triest.

	Typ A	Typ B	Typ C
Inhalt des Pfeilers	(0,24 + 0,36 + 0,48) = 1,08 m³	(0,24 + 0,36) = 0,60 m³	0,24 m³
„ der Wand	(2,70 · 0,10 · 5) = 1,35 „	(2,70 · 0,1 · 3) = 0,81 „	(2,7 · 0,1 · 1,5) = 0,40 „
„ des Sockels	(2,70 · 0,20 · 1) = 0,54 „	(2,70 · 0,2 · 1) = 0,54 „	(2,7 · 0,2 · 0,5) = 0,27 „
	2,97 m³	1,95 m³	0,91 m³
	Spezifisches Gewicht des Eisenbetons 2,50 t m³		
Gesamtgewicht des Eisenbetons .	7,42 t	4,87 t	2,27 t
Hebelarm	0,40 m	0,30 m	0,20 m
Moment des Eigengewichts . . .	(7,42 · 0,4) = 2,97 tm	(4,87 · 0,3) = 1,46 tm	(2,27 · 0,2) = 0,45 tm
	Winddruck 170 kg für 1 m²		
Windfläche	30 · 6 = 18 m²	3 · 4 = 12 m²	3 · 2 = 6 m²
Winddruck	18 · 0,17 = 3,06 t	12 · 0,17 = 2,04 t	6 · 0,17 = 1,02 t
Hebelarm	3 m	2 m	10 m
Winddruckmoment	3,06 · 3 = 9,18 tm	2,04 · 2 = 4,08 tm	1,02 · 1 = 1,02 tm
Querschnittsfläche	0,3 · 0,8 = 0,24 m²	0,3 · 0,6 = 0,18 m²	0,3 · 0,4 = 0,12 m²
Widerstandsmoment der Querschnittsfläche	$\frac{1}{6} \cdot 0,3 \cdot 0,8^2 = 0,032$ m³	$\frac{1}{6} \cdot 0,3 \cdot 0,6^2 = 0,018$ m³	$\frac{1}{6} \cdot 0,3 \cdot 0,4^2 = 0,008$ m³
$\left.\begin{matrix} i'_d \\ i'_z \end{matrix}\right\} = \frac{G'}{F} \pm \frac{M'_w}{W'}$	$\frac{7,42}{0,24} \pm \frac{9,18}{0,032}$	$\frac{4,87}{0,18} \pm \frac{4,08}{0,018}$	$\frac{2,27}{0,12} \pm \frac{1,02}{0,008}$
Spezifische Spannungen für 1 cm²	$i'_d = 31,77$ kg $i'_z = 25,59$ kg	$i'_d = 25,37$ kg $i'_z = 19,96$ kg	$i'_d = 14,64$ kg $i'_z = 10,85$ kg
	Moment der äußeren Kräfte $M = \frac{i_z \cdot T}{y}$		
Trägheitsmoment	$T = 1\,280\,000$ cm⁴	$T = 540\,000$ cm⁴	$T = 160\,000$ cm⁴
Entfernung der äußersten Faser von der Neutralachse . . .	$y = 40$ cm	$y = 30$ cm	$y = 20$ cm
i_z	25,59 kg	19,96 kg	10,85 kg
Moment der äußeren Kraft . . .	$M = 818\,880$ kgcm	$M = 359\,280$ kgcm	$M = 57\,866$ kgcm
	Gesamte Zugspannung $Z = \frac{M}{h}$ und Berechnung der Eisenfläche		
Entfernung des Druckmittelpunktes vom Zugmittelpunkt	$h = 61,7$ cm	$h = 45$ cm	$h = 28,3$ cm
Z	$Z = 13\,272$ kg	$Z = 7960$ kg	$Z = 2066$ kg
Fläche des Eisens (1000 kg für 1 cm²)	$f_e = \frac{13\,272}{1000} = 13,27$ cm²	$f_e = 7,96$ cm²	$f_e = 2,07$ cm²
Angeordnete Rundeisen	4 R.-E. 20 mm + 2 R.-E. 12 mm	2 R.-E. 20 mm + 2 R.-E. 12 mm	2 R.-E. 12 mm
Eisenquerschnittsfläche	14,83 cm²	8,54 cm²	2,26 cm²
	Wirkliche Kantenpressungen im Beton		
Ideelle Fläche	(0,8 · 0,3 + 10 · 2 · 0,001483) = 0,2697 m²	(0,6 · 0,3 + 10 · 2 · 0,000854) = 0,1817 m²	(0,4 · 0,3 + 10 · 2 · 0,000226) = 0,1245 m²
„ Höhe	0,90 m	0,605 m	0,415 m
Ideelles Widerstandsmoment . .	0,041 m³	0,022 m³	0,0088 m³
$\left.\begin{matrix} i_d \\ i_z \end{matrix}\right\} = \frac{G'}{F_i} \pm \frac{M'_w}{W_i}$	$\frac{7,42}{0,27} \pm \frac{9,48}{0,041}$	$\frac{4,87}{0,18} \pm \frac{4,08}{0,022}$	$\frac{2,27}{0,124} \pm \frac{1,02}{0,0088}$
Spezifische Spannungen	$i_d = 25,2$ kg/cm² $i_z = 19,6$ „	$i_d = 21$ kg/cm² $i_z = 16$ „	$i_d = 13,4$ kg/cm² $i_z = 9,8$ „

3,20 m. Die Wand hat eine Höhe von 3 m und ist 28 cm stark; an ihrem oberen Ende hat sie einen 60 cm breiten Abschluß (Abb. 18). Die Zwischenpfeiler sind ebenfalls aus Eisenbeton hergestellt und haben einen trapezartigen Querschnitt, so daß ihre, den Kugeln ausgesetzte Seite an der Sohle 80 cm, die gegenüberliegende Seite 30 cm lang ist bei einer Stärke von 1 m (Abb. 19). Diese Pfeiler stehen auf einer Platte von Eisenbeton. Dieselbe hat eine Stärke von 20 cm, ist 1 m breit

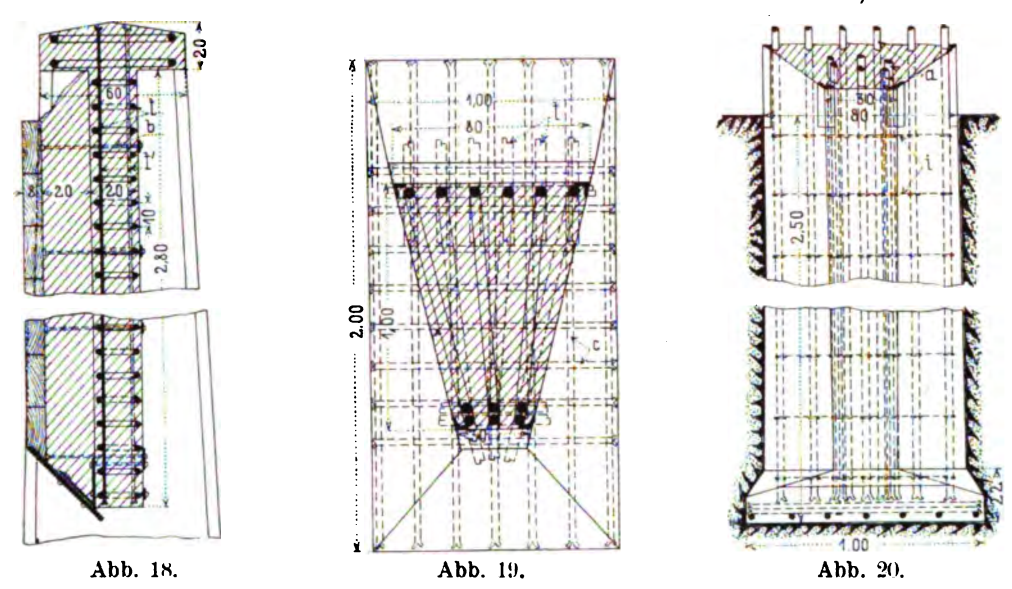


Abb. 18. Abb. 19. Abb. 20.

und 2 m lang und die Sohle befindet sich 2,50 m unterhalb der Erdoberfläche (Abb. 20). Die Vorderflächen der Eisenbetonplatte und der Pfeiler, welche den Kugeln ausgesetzt ist, sind außerdem mit einer 20 cm starken Sandfüllung geschützt, welche mittels einer 8 cm starken Pfostenwand festgehalten wird. Die Unterkante der Platte ist mit einem Eisenblech armiert (Abb. 18). Die Platte wurde so ausgeführt, daß sie nicht nur imstande ist, ihr Eigengewicht, vermehrt um das Sand- und Pfostengewicht, zu tragen, sondern auch einem Winddrucke von 300 kg/m² gleich 35 m Geschwindigkeit in der Sekunde genügend Widerstand leisten kann. Zu diesem Zwecke ist die Platte mit 2 Reihen wagerechter Rund-

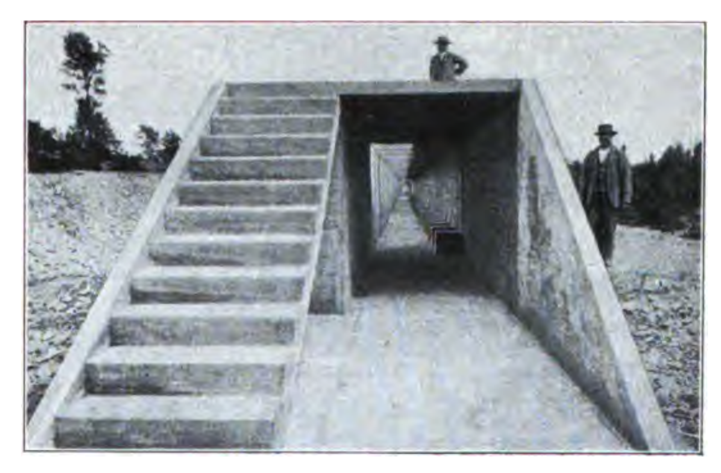


Abb. 21.

eisen (Trageisen) von einem Durchmesser von 20 mm in Entfernungen von 10 cm armiert (*f* der Abb. 18). Alle 20 cm sind diese Rundeisen mittels eines 4 mm starken Eisendrahtes zusammengehalten (*i* der Abb. 20). Die Verteilungseisen, welche senkrecht angeordnet sind, liegen in Entfernungen von 20 cm und haben einen Durchmesser von 5 mm (*f'* der Abb. 18). Die Armierung der Pfeiler besteht aus 12 Stück

Rundeisen von 38 mm Durchmesser (*a* der Abb. 20). Die einzelnen Schutzpfosten wurden mittels 12 mm starker eiserner Bolzen in die Wand verhängt. Die Kosten dieser beiden Mauern beliefen sich auf 18 500 Francs, während dieselbe Ausführung in Eisen 26 000 Francs gekostet hätte.

Eine ähnliche Schutzwand für die Scheibenmannschaft zeigt die Abb. 21, wie sie am Schießplatz zu Comboire in Frankreich ausgeführt wurde. Schießstände der früher beschriebenen Art wurden ferner ausgeführt für die deutsche Militärverwaltung in Posen von Gebr. Huber in Breslau, jene in der Eurener Schlucht bei Trier von Gebr. Schlüter in Dortmund, für die französische Militärverwaltung in Sathonay bei Lyon von Hennebique, für die schweizerische Militärverwaltung in St. Gallen von Westermann & Cie.

Von bestehenden Feuermauern in Eisenbeton sei jene für das Wintertheater in Jekaterinoslaw in Rußland erwähnt, welche nach der Bauweise Hennebique ausgeführt wurde, sowie eine Ausführung von den Amsterdamer C. J. Werken in Amsterdam und eine von der Unternehmung H. Rek in Stuttgart.

II. Mauern gegen Erddruck.

Eine Mauer aus Bruchstein oder Stampfbeton kann durch den Erddruck auf eine der folgenden Weisen zerstört werden. Es kann nach Abb. 22 das Fundament der Mauer genügend stark sein, um der Resultierenden aus den äußeren Kräften Widerstand zu leisten, aber die Mauer kann das Bestreben haben, sich auf ihrem Fundamentabsatze um den äußeren Punkt zu drehen nach I, oder es kann die Scherkraft überwunden werden, und es tritt nach II ein Gleiten in der Absatzfuge ein. Geht die Resultierende aus dem Erddruck und dem Mauergewicht nicht durch das mittlere Drittel der Sohlfläche und ist eine Bodenart mit kleiner Kohäsion vorhanden (Rutschterrain), so können Deformationsfälle eintreten, wie sie in III und IV gezeichnet sind. Es ist leicht einzusehen, daß alle diese Deformationen bei Mauern aus Eisenbeton, insbesondere bei den später zu beschreibenden Winkelstützmauern nicht so leicht eintreten können.

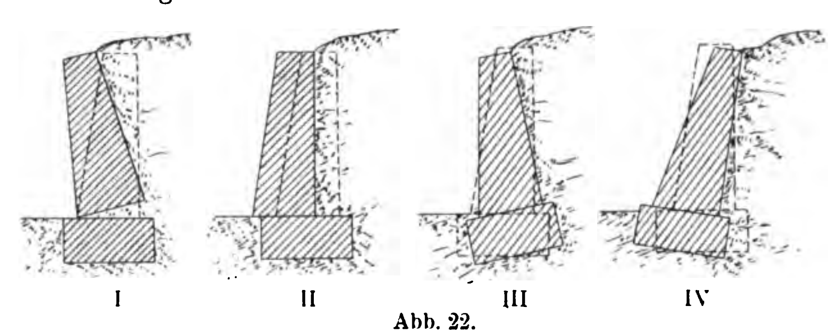


Abb. 22.

Der Druck, den eine Masse von stets gleicher Korngröße bei Abwesenheit von Wasser auf eine Wand ausübt, ist immer konstant und von der Größe und Art des Kornes mehr oder wenig abhängig. Bei jenen Körpern, die wir kurz als Erde bezeichnen, besteht aber diese Gleichmäßigkeit nicht. Es kann diese Erde von einem moorartigen bis zu einem gesteinsartigen Zustande übergehen, also von einem Körper, der eine ähnliche Wirkung wie eine Flüssigkeit ausübt, bis zu einem solchen, der überhaupt keinen Seitendruck mehr verursacht. Die unangenehmste und größte Belastung, die eine Stützmauer auszuhalten hat, wird hervorgerufen durch das Gefrieren und Auftauen der dahinter befindlichen Erdmassen. Die Kräfte, die dabei zum Vorschein kommen, sind unbestimmbar und können sehr vermindert werden durch eine gute und gründliche Entwässerung.

Der Druck eines Erdkörpers gegen eine Wand kann im allgemeinen nach zwei verschiedenen Gesichtspunkten ermittelt werden. Man nimmt entweder an, daß die Wand nachgibt, so daß ein sich lostrennender, durch die sogenannte Gleitfläche (gefährlicher Rißwinkel) begrenzter Erdkeil diese drückt — d. i. die Lehre vom Erdprisma des größten Druckes —, oder man stellt die Gleichgewichtsbedingungen für ein Erdelement im Inneren des Erdreichs auf, um den Beitrag ermitteln zu können, den dieses Element zum Erddruck liefert — d. i. die Lehre vom unbegrenzten Erdkörper (Rankine, Scheffler, Winkler, Mohr). Für praktische Fälle wird nur das erstere Verfahren verwendet.

Der Erddruck läßt sich ermitteln

a) auf rechnerischem Wege

b) auf zeichnerischem Wege.

Zu a). Der aktive Erddruck eines unter dem Winkel α zur Wagerißebene oben eben abgeglichenen Erdkörpers gegen eine unter dem Winkel β zur Senkrechten geneigte Wandfläche wird, wenn die Kohäsion der gebundenen Erdmasse vernachlässigt wird, da dieselbe durch verschiedene Einflüsse aufgehoben werden kann, durch den sich loslösenden Keil ABC hervorgerufen. Es bedeutet in Abb. 23 AB die hintere Wandfläche, AC die unter dem Winkel φ zur Senkrechten geneigte gefährliche Rißlinie (Gleitfläche), ψ den Komplementwinkel des natürlichen Böschungswinkels des Erdmaterials. Das Gewicht des Druckdreiecks ABC sei P, das Gewicht für die Masseneinheit g und die Höhe der Wand über der Grundfläche h. Die Kraft P kann zerlegt werden in die beiden Teilkräfte M und N, die senkrecht zur Böschungsfläche bezw. unter einem bestimmten Winkel ϑ auf die Wandfläche drücken. Es muß sodann das Verhältnis bestehen

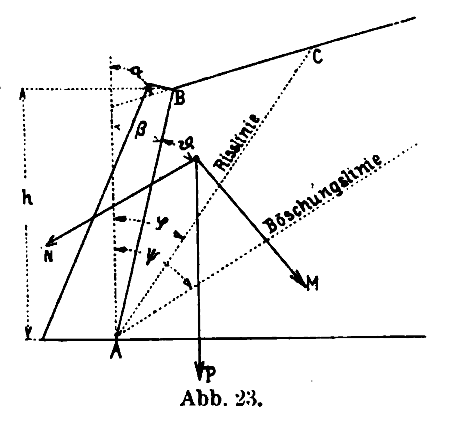


Abb. 23.

$$\frac{N}{P} = \frac{\sin(\psi - \varphi)}{\sin(\psi - \varphi + \vartheta + \beta)}$$

und für P der Wert eingesetzt

$$N = \frac{1}{2} \cdot g \cdot h^2 \frac{\sin(\alpha - \beta) \cdot \sin(\varphi - \beta) \cdot \sin(\psi - \varphi)}{\cos^2\beta \cdot \sin(\alpha - \varphi) \sin(\psi - \varphi + \vartheta + \beta)}$$

oder in einfacher Form

$$N = \frac{1}{2}\, g\, h^2 \cdot \varepsilon.$$

Für den besonderen Fall eines wagerecht begrenzten Erdkörpers und senkrechter hinterer Wandfläche, also $\alpha = 90^\circ$, $\beta = 0$, wird, wenn die Reibung zwischen Erdkörper und Wandfläche vernachlässigt und die Annahme gemacht wird, daß die Rißlinie mit der Winkelhalbierenden des Böschungswinkels zusammenfalle, der horizontale Erddruck

$$N = \frac{1}{2}\, g h^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \frac{\psi}{2}.$$

Für einige Böschungswinkel sei $\varepsilon = \operatorname{tg}^2 \frac{\psi}{2}$ tabellarisch zusammengestellt.

Böschungsverhältnis	Böschungswinkel	Wert von $\operatorname{tg}^2 \frac{\psi}{2}$
1 : 1	45°	0,172
1 : 1¼	38° 40′	0,231
1 : 1½	33° 40′	0,287
1 : 1¾	29° 45′	0,337
1 : 2	26° 35′	0,382
1 : 2½	21° 45′	0,458
1 : 3¾	15°	0,588

Der wagerechte Erddruck eines oben nicht wagerecht abgeglichenen, sondern unter dem Winkel α zur Senkrechten abgeböschten Erdkörpers wird dann

$$N = \frac{1}{2} g h^2 \cdot \frac{\sin\alpha \cdot \sin^2 \frac{\psi}{2}}{\sin\left(\alpha - \frac{\psi}{2}\right) \cdot \cos \frac{\psi}{2}}.$$

Tabelle des Koeffizienten

$$\varepsilon' = \frac{\sin\alpha \cdot \sin^2 \frac{\psi}{2}}{\sin\left(\alpha - \frac{\psi}{2}\right) \cdot \cos \frac{\psi}{2}}$$

für verschiedene Böschungswinkel und verschieden abgeböschte Erdkörper.

Böschung	Böschungs-verhältnis	α	ε'		
			$\psi = 45°$	$\psi = 56° 18'$	$\psi = 63° 26'$
ansteigend	1 : 1	45°	0,29	0,62	1,00
	1 : 1½	56° 18′	0,24	0,45	0,65
	1 : 2	63° 26′	0,22	0,40	0,55
fallend	1 : 1	135°	0,12	0,19	0,25
	1 : 1½	123° 42′	0,13	0,21	0,27
	1 : 2	116° 34′	0,14	0,23	0,29

Der Angriffspunkt des Erddrucks liegt in $\frac{1}{3}$ der Höhe.

Der wagerechte Erddruck eines oben wagerecht begrenzten Erdkörpers, der außerdem mit der Schüttungshöhe h_1 belastet ist, wird

$$N = \frac{1}{2}(h^2 + 2h \cdot h_1) \cdot g \cdot \operatorname{tg}^2 \frac{\psi}{2}.$$

Der Angriffspunkt liegt in der Höhe $\frac{h}{3} \cdot \frac{3h_1 + h}{2h_1 + h}$ über der Sohle.

b) Zeichnerische Ermittlung.

Es sei in Abb. 24 AN die natürliche Böschung, $\sphericalangle RAH = \varphi$, der Reibungswinkel φ_1. der Reibungswinkel zwischen Erdreich und Mauer $< \varphi$. Wenn die Reibung vernachlässigt wird, ist $\varphi_1 = 0$.

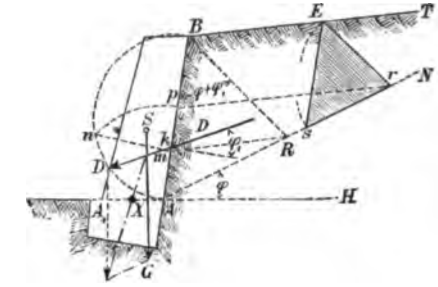


Abb. 24.

Man mache $\sphericalangle ABR = \sphericalangle RAH + \varphi_1$, ziehe $Rm \parallel BT$, errichte auf AB in m eine Senkrechte, die einen über AB gezeichneten Halbkreis in n schneidet, mache $Ap = An$, ziehe $pr \parallel BT$ und $rE \parallel BR$, mache $rs = rE$, dann ist der Erddruck $\varepsilon = g \cdot \triangle Ers$. Falls die Hinterfüllungserde durch eine gleichförmig verteilte Belastung p auf das m² belastet ist, kann diese in eine Erdschicht von der Höhe $h' = \frac{p}{g}$ verwandelt gedacht werden und vergrößert den zeichnerisch gefundenen Erddruck um

$$2\varepsilon \cdot \frac{h_1}{h}, \text{ so daß } \varepsilon_1 = \varepsilon\left(1 + 2\frac{h_1}{h}\right)$$

wird. Der Angriffspunkt des Erddrucks liegt wieder

$$\frac{h}{3} \cdot \frac{3h_1 + h}{2h_1 + h}$$

über der Sohle.

Tabelle über die Böschungsverhältnisse und Raumgewichte der Erdarten.

Erdart	Im Einschnitt		In der Anschüttung	
	Böschungsverhältnisse	Raumgewicht	Böschungsverhältnisse	Raumgewicht
1. Grobes Geröll, Schotter	1:1—1:1¼	1,6—1,8	1:1—1:1¼	1,6—1,8
2. Kies	1:1—1:1½	1,5—1,7	1:1¼—1:1½	1,4 - 1,6
3. Sand, leichter Boden	1:1½	1,4—1,8	1:1½—1:1¾	1,4—1,8
4. Geröll mit Lehm, Lehm, Mergel, trockener Ton	1:1—1:1½	1,7—2	1:1¼—1:1¾	1,5—1,8
5. Lehm und Ton, weich	1:1¾—1:2	1,8—2	1:2—1:2½	1,7—1,9
6. Ton, Lehm, Sand mit Wasser gesättigt	1:2¼—1:3¼	1,9—2,1	1:2¾—1:3¾	1,8—2
7. Wasser	1:∞	1	1:∞	1

Man kann die Wirkung des Erddrucks auch als Druck von einer bestimmten Flüssigkeit auffassen, deren spezifisches Gewicht $\operatorname{tg}^2 \frac{\psi}{2}$ ist. Im allgemeinen ist $\operatorname{tg}^2 \frac{\psi}{2}$ ungefähr $\operatorname{tg}^2 \frac{45}{2} = 0{,}1716 = \frac{1}{6}$. Wenn man daher eine Flüssigkeit von $\frac{1}{6}$ des spezifischen Gewichtes der Erde annimmt, so kann man damit den wagerechten Druck der Erde bestimmen. Hierbei wird die senkrechte Wirkung dieser Kraft, das Herabgleiten längs der rückwärtigen Mauerfläche, welche als Reibung wirkt, vernachlässigt. Das Erdgewicht mit 1600 kg/m³, das der Mauer mit 2400 kg/m³ vorausgesetzt, ergibt in

bezug auf den Punkt A (Abb. 25), den äußeren Drittelpunkt, folgende Gleichgewichtsgleichung $$1600 \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{h}{3} \cdot \frac{h}{6} = 2400 \cdot h \cdot b \cdot \frac{b}{6} \quad \text{und} \quad h = 3b,$$

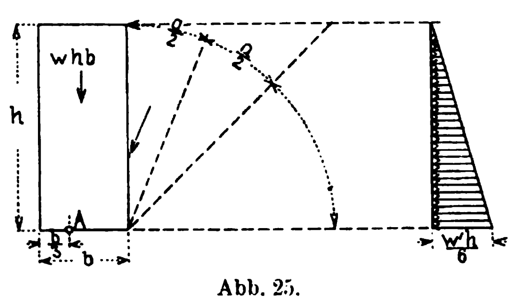


Abb. 25.

das heißt, bei Vernachlässigung der Reibung an der Wand kann eine Mauer gegen Erddruck als standfest angesehen werden, wenn ihre Höhe dreimal so groß ist als ihre Stärke. Bei Mauern aus Eisenbeton wird nun das Erdgewicht selbst herangezogen, um ihre Standfestigkeit zu vermehren, und man braucht sich auf die unsichere Reibung nicht zu verlassen.

Im allgemeinen kann man die Eisenbetonmauern gegen den Erddruck nach ihrer Ausführungsart einteilen in 1. Mauern mit Strebepfeilern, 2. Winkelstützmauern.

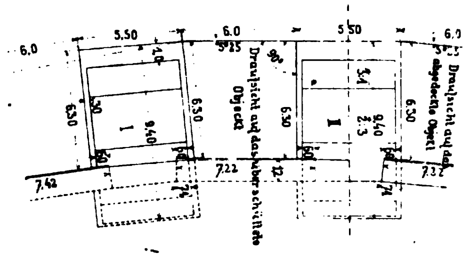
Mauern mit Strebepfeilern.

Diese Mauerart wurde und wird noch heutzutage auch aus Bruchstein und Stampfbeton hergestellt. In gewissen Abständen werden mächtige Pfeiler errichtet, welche einer senkrechten oder schwach geneigten Wand oder einem solchen Gewölbe zum Auflager dienen. Man ging auch bei der Einführung der neuen Eisenbetonbauweise zuerst daran, diese zwischen den Pfeilern befindlichen Wände oder Gewölbe in Eisenbeton herzustellen. Diese müssen imstande sein, den Erddruck auf die Strebepfeiler zu übertragen, und können je nach ihrer Auflagerung und Verbindung mit den Strebepfeilern als frei aufliegender, halb eingespannter oder kontinuierlicher Balken gerechnet werden. Die Armierung dieser Wände besteht aus wagerechten Eiseneinlagen, die als Trageisen dienen. Ferner ordnet man auch senkrechte Eiseneinlagen als Verteilungseisen ein. Die Stärke dieser Wände ist vom Erddruck und von der Pfeilerentfernung abhängig; zweckentsprechend nimmt sie von oben nach unten zu. Ist der Strebepfeiler aus Bruchstein oder Stampfbeton, so wirkt auf denselben eine wagerechte Erddruckkomponente $H \cdot l$, wenn die Entfernung der Pfeiler voneinander l ist, sowie der ganze auf ihn entfallende Erddruck. Die Resultierende dieser Kräfte darf mit der Senkrechten, wenn ein Gleiten vermieden werden soll keinen größeren Winkel als den natürlichen Böschungswinkel einschließen. Zur Ermittlung der Standfestigkeit eines gewählten Profils und der entstehenden Baugrundpressung wird am besten das zeichnerische Verfahren verwendet. Im übrigen gelten, sinnentsprechend angewendet, alle Punkte für die Standfestigkeit eines solchen, Pfeilers, wie sie auf Seite 98 bis 100 auseinandergesetzt wurden. Ist jedoch der Pfeiler in Eisenbeton hergestellt, so kann der Erddruck und das Gewicht der Wand zwischen den Pfeilern lediglich nur von diesen auf den Baugrund übertragen werden, welch letzterer daher nur unter den Strebepfeilern belastet wird.

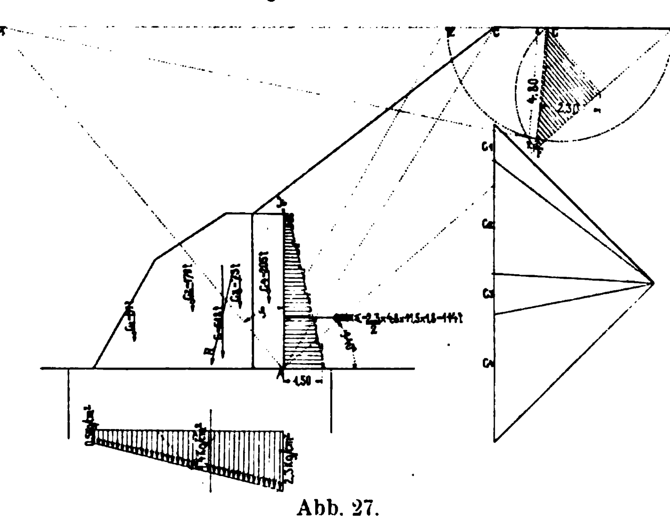
Stützmauer vor dem Eingangsportale des Murgrabentunnels[1]) im Bau-km 48,135 der Teilstrecke Podbrdo—Görz der Wocheinerbahn (Abb. 26). Dieses Bauwerk besteht aus 4 mächtigen, aus Bruchstein hergestellten Pfeilern und dem rechten Widerlager der 60 m weiten Bačabrücke, zwischen welchen sich 4 Eisenbetonwände gleichsam als senkrechte Platten befinden. Diese Eisenbetonwände sind 6,20 m hoch und haben eine Stärke von 1,20 m. Um zur Untersuchung der statischen

[1]) Beton u. Eisen 1906.

Verhältnisse überzugehen, sei erwähnt, daß die Anschüttung mit Schottermaterial geschah, ein spezifisches Gewicht von 1800 kg/m³ und ein natürlicher Böschungswinkel von 40° zugrunde gelegt wurde. In der Abb. 27 ist der Erddruck auf die Eisenbetonwand zeichnerisch ermittelt. Die Platte wurde, obgleich statisch nicht notwendig, ihrer ganzen Höhe nach gleich stark und mit der gleichen Eisenarmierung ausgeführt. Für das unterste Höhenmeter der Platte ergibt sich eine mittlere Erddruckordinate von 1,50 m (Abb. 27). Diese wurde als frei aufliegender Balken gerechnet und hat eine Stützweite von 6,60 m. Es ist daher das Moment hervorgerufen durch den hier wagerecht angreifenden Erddruck (Reibungswinkel zwischen Wand und Erdreich wurde vernachlässigt)


Abb. 26.

$$M = \frac{1}{8} \times 1{,}50 \times 1800 \times 6{,}6 \times 660 = 1460000 \text{ kgcm.}$$


Abb. 27.

Das Trägheitsmoment wurde unter der Annahme berechnet, daß der Beton keine Zugspannungen aufzunehmen hat, wobei das

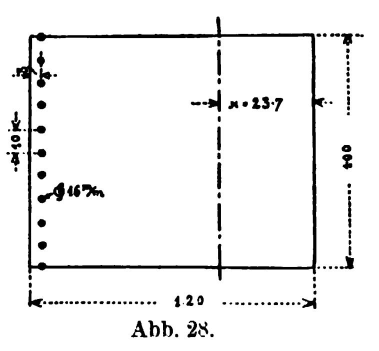


Abb. 28.

Verhältnis der Elastizitätskoeffizienten von Eisen zu Beton mit 15 angenommen wurde. Als wagerechte Eisenarmierung (Trageisen) wurden Rundeisen von einem Durchmesser von 16 mm im Abstande von je 10 cm angeordnet. Diese Rundeisen wurden durch senkrechte Rundeisen von 7 mm Durchmesser in ihrer Lage festgehalten. Der Querschnitt des Höhenmeters Platte ist in Abb. 28 zu sehen.

Die neutrale Achse berechnet sich aus folgender Gleichung:

$$100 \frac{x^2}{2} - 15 \times 10 \times 2{,}01 (117 - x) = 0$$

$$x = 23{,}7 \text{ cm.}$$

Das Trägheitsmoment daher

$$T_i = \frac{100}{3} \times 23{,}7^3 + 15 \times 10 \times 2{,}01 \times 93{,}3^2 = 3\,068\,293 \text{ cm}^4.$$

Die Randspannung im Beton daher

$$i_b = \frac{1\,460\,000}{3\,068\,293} \times 23{,}7 = 11{,}3 \text{ kg/cm}^2$$

und die des Eisens

$$i_e = \frac{1\,460\,000}{3\,068\,293} \times 15 \times 93{,}3 = 670 \text{ kg/cm}^2.$$

Zu diesen Spannungen kämen eigentlich noch die Spannungen hinzu, die sich infolge Normaldrucks des Eigengewichts in der untersten Fuge ergeben; da diese aber nur kleine Größen sind, werden sie vernachlässigt.

Die Schubkraft in der Ebene der neutralen Achse ist am größten am Auflager und berechnet sich aus folgender Formel: $\tau = \frac{A \cdot S}{T}$, worin A den Auflagerdruck, S das statische Moment des Querschnitts zu einer Seite der neutralen Achse, T das Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts bedeutet.

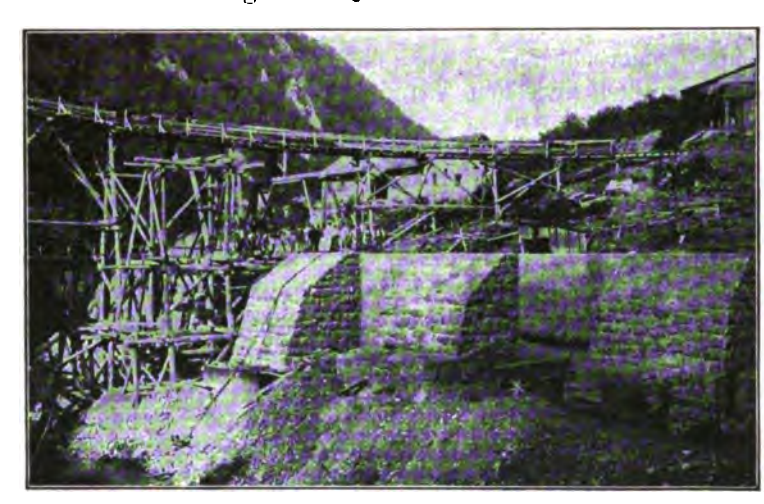


Abb. 29.

$$A = \frac{1{,}5}{2} \times 1800 \times 6.6 = 8900 \text{ kg}$$

$$S = 100 \times \frac{23.7^2}{2} = 28\,100 \text{ cm}^3$$

$$T = 3\,068\,293 \text{ cm}^4$$

$$\tau = \frac{8900 \times 28\,100}{3\,068\,293} = 82 \text{ kg}$$

für 1 lfd. cm, daher die Inanspruchnahme des Betons auf Abscheren

$$i_s = \frac{82}{100} = 0{,}82 \text{ kg/cm}^2.$$

Da diese Platte ihrer Höhe nach gleich stark ausgeführt wurde, der Erddruck gegen oben hin aber abnimmt, ergeben sich in den oberen Lagen dieser Eisenbetonwand bedeutend niedrigere Inanspruchnahmen. In der Abb. 29 ist eine Lichtbildaufnahme der ganzen Stützmauer zu sehen.

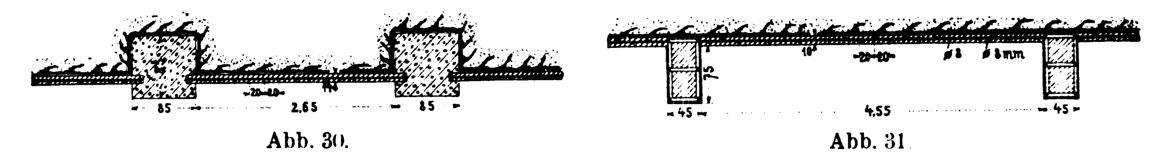


Abb. 30. Abb. 31.

Eine andere ausgeführte Mauer dieser Art, bei der jedoch die Strebepfeiler aus Stampfbeton hergestellt sind, ist die Futtermauer im Souterrain des Magasin de Bonmarché in Paris. Diese Stampfbetonpfeiler dienen nicht nur zur Aufnahme des Erddrucks, sondern haben außerdem noch die Last der oberen Stockwerke zu tragen, da das Gebäude aus einer Reihe von Pfeilern besteht, die durch Träger verbunden sind (Abb. 30).

Eine Form, wobei die Strebepfeiler aus Eisenbeton hergestellt sind, zeigt die Abb. 31. Es ist dies die Stützmauer eines Teiles der Pariser Stadtbahn, die entlang dem Quai d'Orsay geführt wurde, und zwar bei der Untergrundlinie Chemin de fer des Molineaux.

Als eine **Stützmauer mit stehenden Moniergewölben** sei jene erwähnt, welche im Jahre 1904 von der Firma Dücker u. Cie. in **Düsseldorf** ausgeführt wurde. Sie ist errichtet an Stelle einer alten Mauer, die in Schlackensteinen mit Kalkmörtel hergestellt war. Diese Stützmauer hatte eine Schlackenhalde abzufangen. Etwa 25 m der im ganzen 180 m langen Mauer stürzten ein und wurden durch das in Stampfbeton mit Schlackensteinverblendung ausgeführte Profil (Abb. 32) ersetzt. Um den Rest der alten Mauer vor Einsturz zu bewahren, wurde eine Stützmauer errichtet, die aus Betonpfeilern mit dazwischengespannten stehenden Moniergewölben besteht. Die Pfeilermischung war 1 Zement, 4 Schlackensand, 6 Schlackenstein, die der Gewölbe 1 Zement, 6 Rheinsand und Rheinkies. Die Pressung auf den Untergrund (schon seit langen Jahren lagernde Schlackenschüttung) beträgt nicht ganz 2 kg/cm².

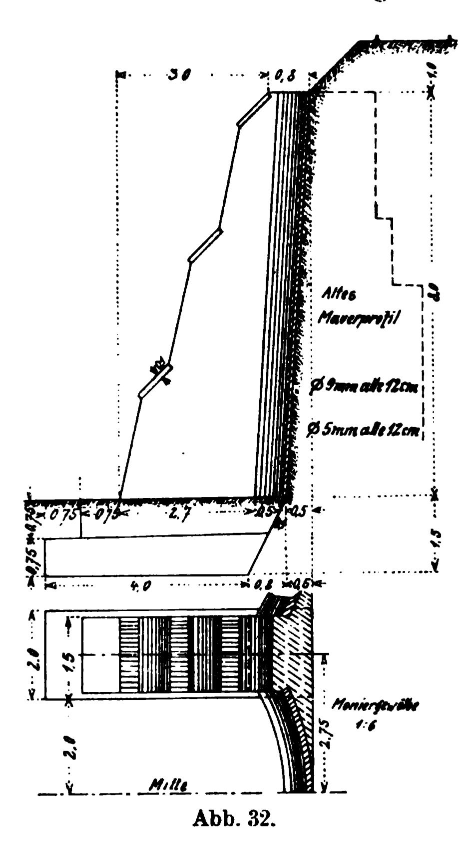


Abb. 32.

Winkelstützmauern.

Bei der Ausführung und dem Entwerfen dieser Mauern geht man von dem Grundsatze aus, daß für ihre Standfestigkeit nicht mehr im allgemeinen das Eigengewicht benutzt wird, sondern das Gewicht der Erdmaterialien soll ein Kippen der Mauern verhindern. Man führt in eine senkrecht oder schwach geneigte Mauer, sei sie nun in Stampf- oder Eisenbeton ausgeführt, wagerecht ausgeführte Kragplatten aus, die in die senkrechte Mauer eingespannt sind und die über ihnen ruhende Erdlast zu tragen haben. Es ist klar, daß durch diese Anordnung der wagerechten Platten und durch ihre starre Verbindung mit der Mauer ein Moment erzeugt wird, welches dem Kippmoment des Erddrucks entgegenwirkt. Da an der Einspannstelle dieser Platten große Zugspannungen auftreten, sah man sich genötigt, zu einem Baumaterial zu greifen, welches dieselben aufnehmen kann; kein Material als der Eisenbeton eignet sich hierzu besser. Die senkrechte Mauer kann noch immer in Stampfbeton oder Bruchstein ausgeführt werden, aber in bedeutend schwächeren Ausmaßen. Als Übergang zu den reinen Eisenbetonmauern in Winkelform soll an dieser Stelle eine Mauerform besprochen werden, wie sie H. F. Chaudy empfiehlt (Abb. 33). Diese Mauer ist aus Stampfbeton ausgeführt und hat eine obere Stärke von etwa $e_0 = 1$ m. In einer gewissen Höhe von der Oberkante der Mauer wird nun eine solche wagerechte Kragplatte ausgeführt. Für gewöhnliche Verhältnisse wird etwa $h_0 = 3$ m angenommen, jene Höhe, wo die Resultierende aus dem Erddrucke der über h_0 lastet, und dem Eigengewicht der Mauer von der Höhe h_0 in der Fuge $c\,d$ noch keine Zugspannungen hervorruft, d. h., wo diese Resultierende durch den äußeren Drittelpunkt geht. Man kann nun die Mauer von der Einspannstelle der Kragplatte in derselben Stärke e_0 nach abwärts ausführen, bis zu einer Höhe h_1; denn auf die Kragplatte od wirkt das Gewicht des Erdkörpers aob, welche, mit der früheren

Resultierenden vereinigt, eine neue Resultierende gibt, die stark gegen die Mitte des Mauerquerschnitts reicht. Natürlich muß man die Breite der Kragplatte wieder so wählen, daß diese Resultierende durch den inneren Drittelpunkt der Fuge *dc* geht, d. h., daß im Punkt *c* keine Zugspannungen auftreten. Diese so gefundene Resultierende wird mit dem Mauergewicht von der Höhe $h_1—h_2$ und dem Erddruck von derselben Höhe zu einer neuen Kraft vereinigt, und zwar wieder so, daß sie durch den äußeren Drittelpunkt der Fuge $i_1 p$ geht. In der Fuge *ip* ordnet man nun eine zweite Kragplatte an, welche größer ist als die obere. Auf diese wirken das Erdgewicht von der Höhe h_1 und der Breite *af*, und das Erdgewicht von der Höhe $h_1—h_0$ und der Breite der oberen Platte *od*. Die Breite dieser neuen Platte wird wieder so gewählt, daß die Gesamtresultierende aus allen vorerwähnten Kräften durch den inneren Drittelpunkt der Fuge *ip* geht. So kann man dieses Verfahren nach unten zu fortsetzen, bis man auf die wirtschaftliche Unausführbarkeit von solchen Kragplatten kommt, welche bei größeren Auskragungen als Plattenbalken ausgeführt werden. Diese Ausführungsart eignet sich insbesondere dort, wo z. B. eine bestehende Stützmauer aus Stampfbeton erhöht werden soll. Besteht z. B. eine Stützmauer *ABCD*, in Abb. 34, und soll dieselbe bis zur Höhe *E* erhöht werden, so ist es angezeigt, zuerst eine früher beschriebene Kragplatte *BG* auszuführen, wonach die Mauer erst erhöht wird, und zwar wieder, wie es früher beschrieben wurde. Es ist dies eine Methode, bei der gar keine Verstärkung der bestehenden Mauer durch etwa vorgebaute Strebepfeiler sich nötig erweist.

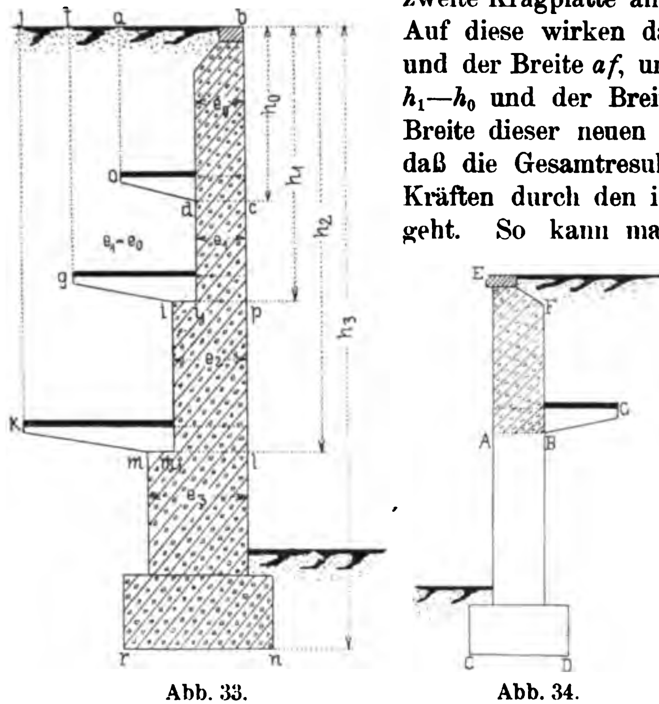


Abb. 33. Abb. 34.

Ist im vorhergehenden eine allgemeine Ausführungsart von Mauern besprochen worden, welche eine Verbindung des Eisenbetons mit dem Stampfbeton oder Bruchstein darstellt, so mögen nun solche Formen erwähnt werden, wo auch der senkrechte Teil der Mauer Zugspannungen aufnehmen kann, die eigentlichen Winkelstützmauern. Wie der Name schon sagt, ist ihre Form die eines Winkels, dessen stehender Schenkel das Erdmaterial abgrenzt, dessen liegender Schenkel, im innigen Zusammenhange mit dem stehenden ausgeführt, das Gewicht des über ihm ruhenden Erdreichs aufzunehmen hat.

Eine Querschnittsform einer Stützmauer in Eisenbeton, welche eine Art Übergang vom reinen Betonprofil zu einem armierten vorstellt und welche hauptsächlich in Nordamerika in überaus vielen Fällen oft kilometerlang ausgeführt wird, stellt die Abb. 35 vor. Sie ist gekennzeichnet dadurch, daß ihre Sohle sowohl nach vorn als auch nach rückwärts plattenartig auskragt, oft bis zu Längen von 1,5 m. Diese auskragenden Platten, sowie die aufgehende Betonmauer haben noch immer eine

ziemliche Stärke. Entsprechend dem Verlaufe der Bodenpressungen, welche an der Vorderseite der Sohle ihren Größtwert haben, an der Rückseite beinahe Null sind, ist auch die Armierung dieser Sohlplatte ausgebildet. An der Vorderseite derselben, wo die Bodenpressungen groß sind, ist die Eisenarmierung einer eingespannten Kragplatte entsprechend unten; an der rückwärtigen Platte, wo die Auflast des Erdreichs größer ist als die Reaktion der kleinen Bodenpressungen, ist die Armierung oben. Die Wirtschaftlichkeit dieses armierten Mauerprofils erhellt auch daraus, daß es sich billiger stellt als ein solches aus reinem Stampfbeton.[1])

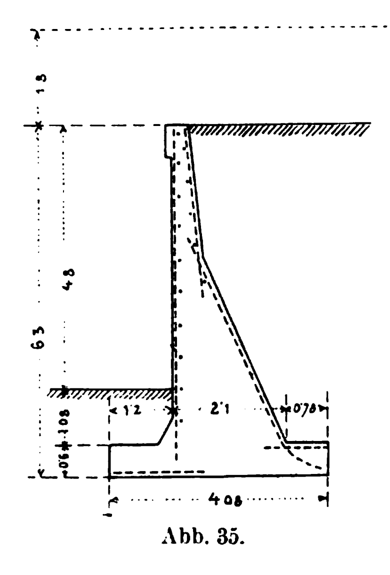


Abb. 35.

Die Querschnittsform der Winkelstützmauer kennzeichnet sich durch einen verhältnismäßig schwachen senkrechten Schenkel und einen breiten Fuß; in beiden Teilen kommen die Biegungsspannungen zum Übergewicht, welche ihren Größtwert im Scheitel des Winkelprofils erlangen. Die Standfestigkeit beruht hier auf dem Gewicht der Mauer und des über dem Fuße ruhenden Erdreichs, dessen Hebelarm im Drehmoment infolge des breiten Fußes viel bedeutender als bei den Mauerprofilen aus Stampfbeton oder Bruchsteinen sein muß. Die Abb. 36 stellt die Profile zweier gleich standsicheren Stützmauern dar, deren Querschnittsflächen sich wie 1 : 1,8 verhalten.

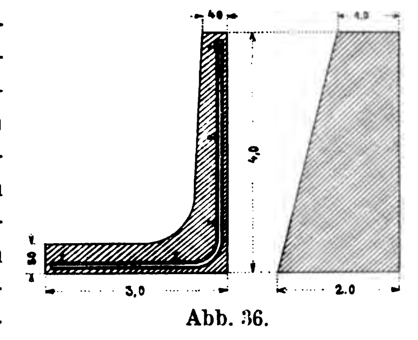


Abb. 36.

Jene Querschnittsform von Mauern, welche das Mindestausmaß an Material und Erdaushub erfordert, ist eine Winkelform mit Verstärkungsrippen. Ist der Untergrund ein guter, so legt man den wagerechten Schenkel direkt auf denselben nach I der Abb. 37. Ist der Untergrund schlecht, so kann man entweder den wagerechten Schenkel auf Pfähle stellen nach II der Abb. 37. oder man verbreitert den Schenkel gegen vorn hin nach III der Abb. 37, welchen man außerdem auch noch durch Rippen verstärken kann. Erreicht die Mauer eine größere Höhe, so kann zur Verwertung der Gegenlast in mittlerer Höhe eine zweite wagerechte Platte eingeschaltet werden (IV der Abb. 37), welche durch Eisenbetonbalken verstärkt und mittels Rippen in feste Verbindung mit der Gesamtkonstruktion gebracht wird. In allen diesen Fällen wirkt dem Drehmoment des Erddrucks das Moment der auf den wagerechten

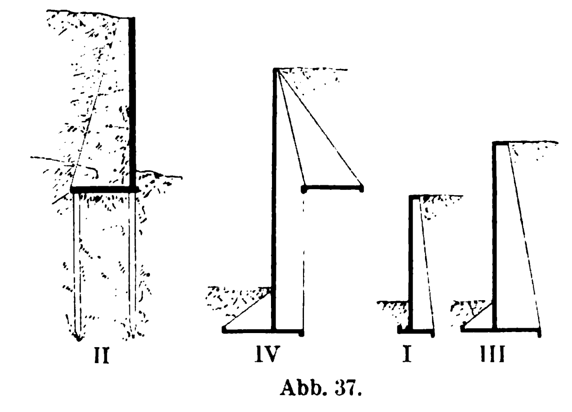


Abb. 37.

[1]) Nach Eng. News v. Dez. 1906 um rund 4 vH. billiger.

Platten ruhenden Last entgegen. Eine solche Mauerform besteht demnach aus dem als wagerechte Platte ausgeführten Fuß A, der senkrechten Wand B und den Rippen C (Abb. 38). Was die Berechnung der statischen Verhältnisse solcher Mauern anbelangt, so müssen dieselben folgenden Grundsätzen Genüge leisten:

1. Die spezifische Bodenpressung aus sämtlichen äußeren Kräften darf die zulässigen Grenzen nicht überschreiten.

2. Der wagerecht ausgeführte Fuß A ist als Träger aufzufassen, der belastet wird mit der von unten wirkenden spezifischen Bodenpressung bezw. dem Unterschiede zwischen Auflast und Bodenpressung, und dessen Auflager die Rippen bilden. Derselbe kann als über die Rippen kontinuierlich gehend oder als teilweise eingespannt betrachtet werden.

3. Die senkrechte oder besser schwach geneigte Wand, die vom Erddruck belastet wird, ist so wie in 2 erwähnt, als Träger zwischen den sein Auflager bildenden Rippen aufzufassen.

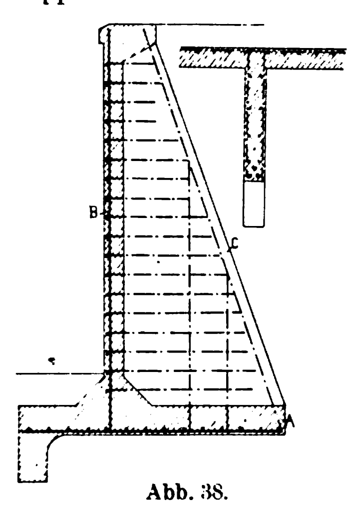


Abb. 38.

4. Die Rippe ist als Träger von T-Querschnitt aufzufassen (Abb. 38). Hierbei ist der jeweilige Abstand zwischen der rückwärtigen schiefen Fläche der Rippe und der vorderen Fläche der senkrechten Stirnwand als Trägerhöhe aufzufassen. Als Druckgurt wirkt die Stirnwand in einer Länge gleich der Achsenentfernung der Rippen. Was die Armierung dieser Rippen anbelangt, so hat dieselbe nicht nur auf Biegung zu erfolgen, sondern auch auf Zug und Abscheren. Die Eiseneinlagen, welche die Zugkräfte infolge Biegung aufzunehmen haben, werden in den weitaus meisten Fällen konzentrisch in der Nähe der rückwärtigen schrägen Fläche der Rippen angeordnet. In vielen Fällen werden dieselben aber auch, wie in Abb. 47 ersichtlich, von der Krone der Rippe gegen die Sohle zu auseinandergehend angeordnet. Endlich können diese Eiseneinlagen so angeordnet werden, wie in Abb. 39 zu sehen ist, also mehr oder weniger parallel zur rückwärtigen schrägen Fläche der Rippe. Es wird hier die Rippe gleichsam in einzelne Dreiecke aufgelöst, deren Hypotenuse stets die jeweiligen Zugkräfte infolge Biegung aufzunehmen hat.[1]) Die Rippe hat außerdem aber auch noch die Last des Erdreichs zu tragen, welches auf der ihr zugehörigen Sohlplatte aufruht, ist daher auf Zug und Scherung beansprucht. Die Zugkräfte werden durch senkrecht eingelegte Eiseneinlagen aufgenommen, während für die Aufnahme der Scherkräfte wagerechte Eiseneinlagen dienen.

Um die Wirtschaftlichkeit von Winkelstützmauern gegenüber Stützmauern aus Stampfbeton zu zeigen, sei erwähnt, daß Stampfbetonmauern von einer Stärke an der Grundfläche von 1,50, 3 und 4,5 m bezw. einer Höhe von 3,60, 7,20 und 10,8 m eine 3,73-, 3,39- und 3,14mal so große Volummasse an Beton haben, als Winkelstützmauern aus Eisenbeton von derselben Höhe und derselben Standfestigkeit. Wenn daher der Eisenbeton nicht mehr als 3 bis 4mal mehr für 1 m³ kostet wie gewöhnlicher Beton oder Bruchsteinmauerwerk, so ist ersterer wirtschaftlicher. An dieser Stelle möge auch eine allgemeine Ausbildung von Winkelstützmauern und deren Armierung besprochen werden, wie dieselbe Herr Eduard Godfrey empfiehlt. Bei Stampfbeton oder Bruchsteinmauern fällt die Resultierende aus Erddruck und Eigengewicht mehr

[1]) Siehe: Winkelstützmauer an der Vorderbleiche in Breslau. Abb. 153. Kap. Wasserbau.

oder weniger innerhalb des Kernes (mittleres Drittel), und die Druckverteilung auf der Sohle dürfte sich nach Abb. 39 *a* ergeben. Soll nun bei Winkelstützmauern eine wirtschaftliche Sohlenbreite *b* angenommen werden, so wird diese so breit ausgeführt, daß die Resultierende der äußeren Kraft durch das innere Drittel der Basis geht, also eine Druckverteilung nach *b* sich ergibt. Der Unterschied der Kräfte zwischen *a* und *b*, wie er in Abb. 39 *c* zu sehen ist, muß durch innere Kräfte aufgenommen werden. Auf der linken Seite der Fundamentplatte ist ersichtlich, daß die Kräfte nach oben wirken; wenn die Konstruktion aus Eisenbeton ist, so wird demnach die Armierung des oberen Teiles der Fundamentplatte notwendig sein. Die Einfachheit der Konstruktion erheischt es aber, dies zu vermeiden. Die Nähe der senkrechten Wand ermöglicht es, diese Kraft direkt auf letztere zu übertragen, mittels der Abtreppungen oberhalb der Fundamentplatte; diese Abtreppungen können selbstverständlich durch eine schief ansteigende Fläche ersetzt werden. Auf der rechten Seite der Fundamentplatte geht der Druck abwärts von 0 in der Mitte bis zum Grenzwert am Plattenrande. Herr Godfrey verwendet in jeder Rippe 2 Winkeleisen, eines in der senkrechten Wand, das andere wagerechte in der Fundamentplatte. Wenn *b* die Breite der Fundamentplatte ist, so ist die Stärke derselben $\frac{3}{20} \cdot b$, die Stärke der senkrechten Wand sowohl als auch die der Rippe ist $\frac{b}{10}$ (Abb. 39).

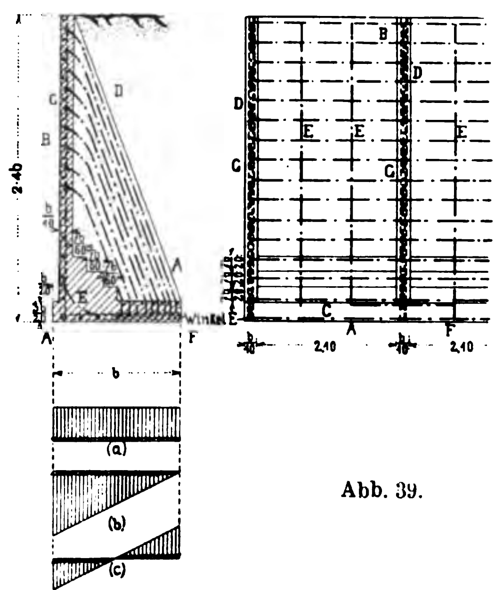


Abb. 39.

Die Rippen haben den Zweck, die Fußplatte und die senkrechte Wand zu vereinigen und gegenseitig festzuhalten. Der Hauptzweck des Betons in den Rippen ist nur der Schutz der Verbindungseisen. Herr Godfrey geht von der Ansicht aus, diese Rundeiseneinlagen in den Rippen mit der Fundamentplatte bezw. Wand gut zu verankern. Er empfiehlt den Gebrauch von Rundeisen (*D* der Abb. 39) mit Schraubenwindungen an ihrem Ende, welche mittels Muttern an den früher angegebenen Winkeln (*F* und *G* der Abb. 39) angeschraubt sind. Diese Winkeleisen dienen ferner dazu, um die Rundeisen sowohl in der Fundamentplatte als auch in der Wand in ihrer richtigen Lage zu erhalten. Sie haben eine Stärke von 60 × 60 × 8 mm.

Bezüglich der räumlichen Anordnung der Fundamentplatte im Verhältnis zur Lage und Höhe der Stirnwand hat H. Massart für Winkelstützmauern eine interessante Abhandlung veröffentlicht. Bezeichnet s den Sicherheitsgrad, φ den natürlichen Böschungswinkel des Hinterfüllungsmaterials, φ_1 den Reibungswinkel zwischen Mauer und Erde, h die Höhe der Mauer, b die noch unbekannte Breite der Sohle hinter der Wand, g das Gewicht des Hinterfüllungsmaterials, so besteht die Gleichgewichtsgleichung

$$\frac{s \cdot g \cdot h^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2 \frac{90-\varphi}{2} = g \cdot h \cdot b \cdot \operatorname{tg} \varphi_1$$

$$b = \frac{\operatorname{tg}^2 \frac{90-\varphi}{2}}{2 \cdot \operatorname{tg} \varphi_1} \cdot s \cdot h.$$

Setzen wir
$$\frac{\operatorname{tg}^2 \frac{90-\varphi}{2}}{2 \operatorname{tg} \varphi_1} \cdot s = m,$$
so ist
$$b = m \cdot h \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 1)$$

Bezeichnet in der Abb. 40, Fig. 2, E den wagerechten Erddruck, G das Gewicht der Mauer, einschließlich des auf ihr ruhenden Erdkörpers, so muß, falls die Resultierende im inneren Drittel verbleiben soll, $OD < \frac{B}{3}$ und als Grenzfall $OD = \frac{B}{3}$.

Es ist ferner aus früherer Abbildung zu ersehen, daß

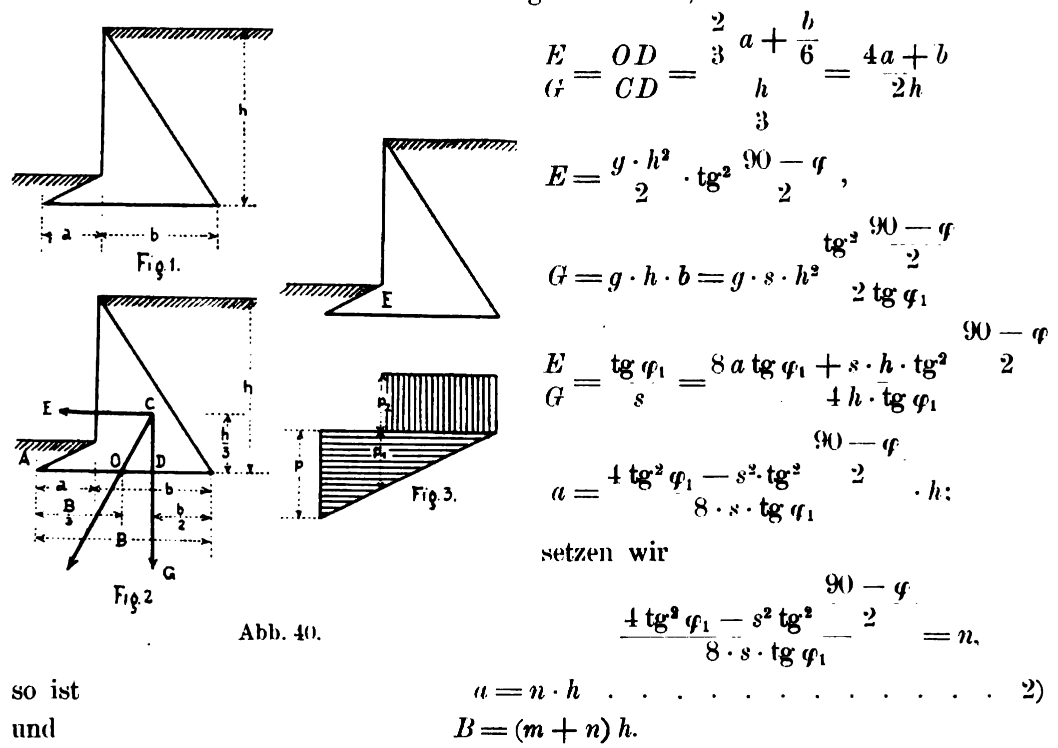


Abb. 40.

$$\frac{E}{G} = \frac{OD}{CD} = \frac{\frac{2}{3}a + \frac{b}{6}}{\frac{h}{3}} = \frac{4a+b}{2h}$$

$$E = \frac{g \cdot h^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2 \frac{90-\varphi}{2},$$

$$G = g \cdot h \cdot b = g \cdot s \cdot h^2 \frac{\operatorname{tg}^2 \frac{90-\varphi}{2}}{2 \operatorname{tg} \varphi_1}$$

$$\frac{E}{G} = \frac{\operatorname{tg} \varphi_1}{s} = \frac{8a \operatorname{tg} \varphi_1 + s \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2 \frac{90-\varphi}{2}}{4h \cdot \operatorname{tg} \varphi_1}$$

$$a = \frac{4 \operatorname{tg}^2 \varphi_1 - s^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \frac{90-\varphi}{2}}{8 \cdot s \cdot \operatorname{tg} \varphi_1} \cdot h;$$

setzen wir

$$\frac{4 \operatorname{tg}^2 \varphi_1 - s^2 \operatorname{tg}^2 \frac{90-\varphi}{2}}{8 \cdot s \cdot \operatorname{tg} \varphi_1} = n,$$

so ist
$$a = n \cdot h \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 2)$$
und
$$B = (m+n)\,h.$$

Aus angenommenem Böschungs- und Reibungswinkel sowie vorgeschriebenem Sicherheitsgrad kann man sich für jeden Fall a, b und B berechnen.

H. Massart kommt ferner zu folgenden Resultaten, bei Annahme, daß $P_1 = P_2$ in der Fig. 3 der Abb. 40, worin P_1 die Bodenpressung im Punkte E ist, während P_2 die gleichmäßige Bodenpressung der rückwärtigen Sohlenfläche bedeutet, und bei weiterer Annahme, daß $\varphi_1 = \varphi = 35^\circ$.

Den Sicherheitsgrad s berechnet er mit 1,63 und für diesen Sicherheitsgrad und obige Annahmen ergibt sich $a = 0{,}134h$ und $b = 0{,}325h$, so daß $B = 0{,}459h$.

Die Winkelstützmauern eignen sich vornehmlich im Rutschterrain und bei solchen Stützmauern, die erst später ihre Hinterfüllung bekommen. Sie erfüllen ihre Aufgabe auch dann noch sicher, wenn sie überhängen; plötzliche Einstürze sind fast ausgeschlossen.

Einige theoretische Abhandlungen über Eisenbetonstützmauern sind:

v. Limbeck, Stützwände, öster. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst, Wien 1904. — Webb, Eisenbetonstützmauern, Railroad Gazette, Neuyork 1905. — Chaudy, Stützmauern, Revue industrielle, Paris 1905. — Chaudy, verstärkte Stütz- und Kaimauern,

Uhlands technische Rundschau, Leipzig 1905. — J. F. Sinks, Eisenbetonstützmauern. — C. J. Graff, Eisenbetonstützmauern. — Godefroy, Eisenbetonstützmauern. — Massart, Eisenbetonstützmauern, die letzten vier alle in Engineering News, Neuyork 1906. — Pilgrin, theoretische Berechnung der Betoneisenkonstruktionen, Wiesbaden 1906.

Musterbeispiele ausgeführter Winkelstützmauern.

Von[1]) den Ingenieuren J. Lehmann und Christen Möller ist der in Abb. 41 dargestellte reine Winkelquerschnitt bis zu 3,5 m Gesamthöhe (von der Bausohle bis Maueroberkante gemessen) vielfach in Dänemark für Stützmauern von Eisenbahndämmen und Bahnsteigen verwendet worden. Die durch das Biegungsmoment des Erddrucks in der Mauer erzeugten Zugspannungen werden von senkrechten 20 cm voneinander entfernten Rundeisen aufgenommen, die von der Innenseite des senkrechten Winkelschenkels um 3 cm abstehen. Jedes zweite Rundeisen geht am Vereinigungspunkt C beider

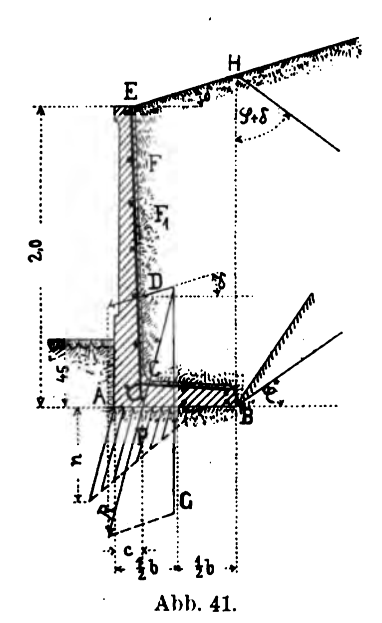


Abb. 41.


Abb. 42.

Mauerschenkel aus dem einen Schenkel in den anderen mit Hilfe einer Schleife über, während das dazwischenliegende Rundeisen der Ausrundung folgt. Die Verteilungseisen liegen wieder wagerecht in der Längsrichtung der Mauer.

Der an der Vorderkante A des Fundaments gegen die Bausohle wirkende Einheitsdruck kann durch Verbreiterung der wagerechten Mauerschenkel nach hinten oder vorn viel leichter ohne wesentliche Mehrkosten bis auf jeden geboten erscheinenden kleinen Wert herabgezogen werden als bei einer gewöhnlichen Stützmauer. Bei weniger tragfähigem Grund ist das von großer Wichtigkeit. Ein weiterer Vorteil dieses leichten Mauerprofils besteht darin, daß man dasselbe fabrikmäßig in kurzen Längen herstellen und auf dem Bauplatze stückweise zu der vorgeschriebenen Mauerlänge zusammensetzen kann (Abb. 42). Die Baukosten der von den oben genannten Ingenieuren ausgeführten winkelförmigen Eisenbetonmauern stellten sich rund 30 vH. niedriger als diejenigen der gewöhnlichen Betonmauern.

Was die Berechnung der statischen Verhältnisse dieser Mauer anbelangt, so muß zuerst die spezifische Bodenpressung an der Vorderkante A des Fundaments

[1]) Handbuch der Ingenieurwissenschaften 1905, Häseler, Stütz- und Futtermauern; Beton u. Eisen 1902, Heft V.

gesucht werden (Abb. 41). Zur Bestimmung derselben hat man das auf der Grundfläche AB eines gegebenen Mauerstücks lastende Gewicht G an Mauerwerk und Hinterfüllung ($EHBC$) zu berechnen, mit diesem den zugehörigen Erddruck D zu einer Mittelkraft R zu vereinigen und den Durchgangspunkt P der letzteren in der Grundlinie AB aufzusuchen. Den Erddruck D nimmt man hierbei (gemäß der Lehre vom Erddruck im unendlichen Erdkörper) parallel zur Oberfläche des abgestützten Erdkörpers an, da der zur Mauer gehörige Hinterfüllungskörper ($EHBC$) und das angrenzende Erdwerk kein Bestreben haben, sich aneinander zu verschieben. Man hat demgemäß die Stellungslinie unter dem Winkel $\varphi + \delta$ an die Linie HB in H anzutragen, sofern φ den natürlichen Böschungswinkel der Erde und δ den Neigungswinkel der Geländelinie EH zur Wagerechten bezeichnen. Ist nun für einen 1 cm langen Mauerstreifen R die erwähnte Mittelkraft in kg; β der Winkel, den R mit der Senkrechten auf die Mauergrundfläche einschließt; b_1 die Breite dieser Grundfläche in cm; c, e der Abstand des Durchgangspunktes P von der Vorderkante bezw. Mitte der Grundfläche in cm; n die gesuchte Bodenpressung in kg/cm², so ist

$$n = \frac{2R\cos\beta}{3c}, \text{ wenn } c < \frac{b}{3}$$

$$n = \frac{R\cos\beta}{b}\left(1 + \frac{6e}{b}\right), \text{ wenn } e < \frac{b}{6}.$$

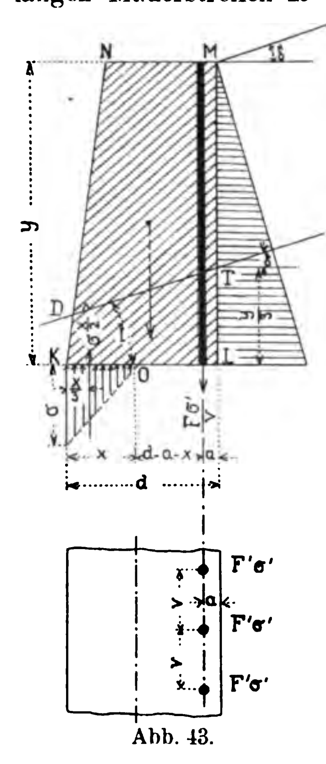


Abb. 43.

Berechnung der Spannungen in der Eisenbetonwand. Unter der Annahme, daß die durch das Moment des Erddrucks in einem beliebigen wagerechten Querschnitt KL (Abb. 43) erzeugten Biegungsspannungen auf der Zugseite OL des Querschnitts allein durch die Eiseneinlagen aufgenommen werden und daß der Querschnitt auch nach der Formänderung der Mauer eine Ebene bildet, sei die Rechnung durchgeführt.

Bezeichnen nun für ein 1 cm langes Mauerstück: i_b die Druckinanspruchnahme des Betons an der Vorderkante K in kg/cm², i_e die Zuginanspruchnahme der Eiseneinlagen in kg/cm², E und E' die Elastizitätskoeffizienten von Beton und Eisen in kg/cm², F' den Querschnitt jedes der senkrechten Trageisen in cm², r deren Abstand voneinander, a den Abstand der Eiseneinlagen von der Innenkante des Querschnitts in cm, x den Abstand der Nullinie des Querschnitts von der Außenkante in cm, M das Biegungsmoment des Erddrucks in bezug auf den Schnittpunkt der Schwerlinie mit dem Querschnitt für 1 cm Mauerlänge in kgcm, d die Mauerdicke an der Querschnittsstelle in cm, so bestehen folgende Gleichungen:

$$F' \cdot i_e = \frac{1}{2} x \cdot r \cdot i_b$$

$$i_b = \frac{E}{E'} \cdot \frac{x}{d - a - x} \cdot i_e$$

$$M = \frac{i_b \cdot x^2}{3} + \frac{F' \cdot i_e}{r}(d - a - x);$$

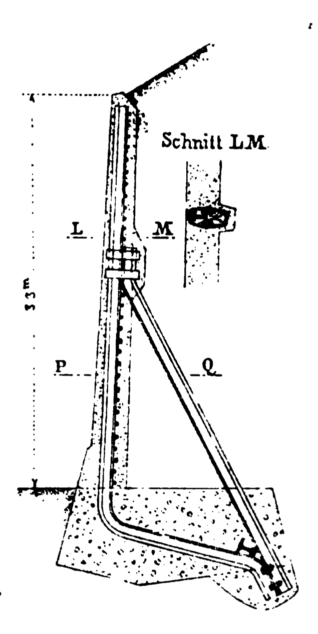
setzt man

$$\frac{E'}{E} = n,$$

so ist

$$x = \frac{n \cdot F'}{r}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2r(d-a)}{nF'}}\right]$$

$$i_b = \frac{2M}{x\left(d - a - \frac{x}{3}\right)}; \qquad i_e = \frac{M}{F'\left(d - a - \frac{x}{3}\right)}.$$



Diese letzten Formeln, angewendet für die Mauer in Abb. 41, und zwar auf die Fuge 1,25 m unterhalb der Mauerkrone, wo die Breite $d = 13$ cm ist, und unter weiterer Annahme, daß $\delta = 18°$, $\varphi = 33°$, Gewicht der Hinterfüllung $g = 1800$ kg/m³, Durchmesser der senkrechten Trageisen 10 mm, also $F' = 0{,}8$ cm², $r = 20$ cm, $a = 3$ cm, $n = \frac{E'}{E} = 15$, der Erddruck $D = 6$ kg für das Längen-

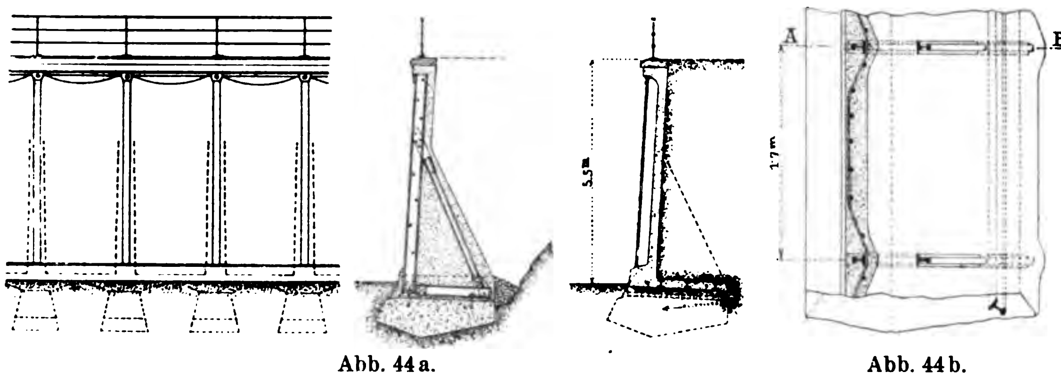


Abb. 44 a. Abb. 44 b.

zentimeter Mauer, parallel zur Geländefläche wirkend, Hebelarm f des Erddrucks bezüglich der Querschnittswerte $= 45$ cm, $M = f \cdot D \cdot \cos\delta = 45 \cdot 6 \cdot 0{,}95 = 257$ kgcm für 1 cm Länge der Wand ergeben:

$$x = \frac{15 \cdot 0{,}8}{20}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 20\,(13 - 3)}{15 \cdot 0{,}8}}\right] = 2{,}9 \text{ cm}$$

$$i_b = \frac{2 \cdot 257}{2{,}9\left(13 - 3 - \frac{2{,}9}{3}\right)} = 19{,}7 \text{ kg/cm}^2$$

$$i_e = \frac{257 \cdot 20}{0{,}8\left(13 - 3 - \frac{2{,}9}{3}\right)} = 712 \text{ kg/cm}^2.$$

Streng genommen treten zu diesen Spannungen noch die durch das Mauergewicht und den senkrechten Teil des Erddrucks ($D \cdot \sin\delta$) hervorgerufenen Druckspannungen. Diese sind aber so klein, daß sie unberücksichtigt bleiben können.

Bei winkelförmigen Mauern von 3,5 m Höhe über dem Fundament haben Lehmann u. Möller die beiden Schenkel durch eingelegte eiserne Böcke in Abständen von je 1,7 m miteinander verankert (Abb. 44a u. b). Die Böcke bestehen aus alten Eisen-

bahnschienen und sind mit dem unteren Ende und dem Ständer in den Beton eingebettet. Zu ihrer Verankerung mit dem Fundament dienen Schienen gleicher Art, welche durch die Zwickel bei C gesteckt und miteinander verlascht sind. Die Vorderwand der Mauer bildet eine durchlaufende Monierplatte, deren Trageisen in Abständen von 9 cm diesmal wagerecht laufen. An Verteilungseisen sind zwischen je zwei Böcken 7 stehende, mit den Trageisen an den Kreuzungsstellen durch Bindedraht verbundene Rundeisen vorhanden. Diese Platte hat daher bei ihrer Auflagerung ein negatives Biegungsmoment von $M_1 = \frac{1}{12} \cdot D l^2$, in der Mitte zwischen den Böcken ein positives Biegungsmoment von $M_2 = \frac{1}{24} \cdot D l^2$ aufzunehmen. Maßgebend für die Armierung ist daher das Auflagermoment. Die Stabkräfte in den Strebeböcken ermittelt man am einfachsten auf zeichnerischem Wege.

Abb. 45.



Abb. 46.

Futtermauer zu Marion County (Indiana) V. St. A.[1]) Dieselbe ruht nach Abb. 45 auf einer 2,44 m breiten und 0,45 m hohen Grundplatte, die in der Zugzone einen Rost von quer übereinandergelegten 12,5 mm starken Stäben a birgt, deren gegenseitiger Abstand, von Mitte zu Mitte gemessen, 30 cm beträgt. Gleiche Abstände und Stärke haben die kurzen, in der Druckzone der Platte gelegenen Stäbe b, sowie die zwischen der Grundplatte und der Futtermauer liegenden Stäbe c, welche die Verbindung dieser beiden Bauteile bewirken. Die Vorderseite der Wand steigt bis zu einer Höhe von 53 cm über der Grundplatte schräg auf und verläuft von da ab bis zur schwach vortretenden Krone senkrecht, wobei 60 cm voneinander entfernte 12,5 mm starke senkrechte Stäbe d und 25 cm von einander abstehende, ebenso starke wagerechte Stäbe f die Eiseneinlage bilden. Die ersteren reichen bis ungefähr in die Mitte der Höhe der Grundplatte. Die hintere Wandfläche steigt zunächst der Richtung der Stäbe c folgend bis zu einer Höhe von 1,38 m über der Grundplatte in einem Winkel von ungefähr 75° an, der von da ab in ungefähr 85° übergeht, so daß die Mauerkrone einschließlich der Ausladung 40 cm stark ist. Die schrägen Stäbe e liegen hier dichter beisammen als in der Vorderwand und ihr Abstand voneinander beträgt 30,5 cm. Die Stärke ist dieselbe wie die der Stäbe d und f.

[1]) Zement und Beton 1905 u. Eng. News 1905.

Die Gesamthöhe des Bauwerks beträgt 4,88 m, wovon 3,35 m aus dem Erdreich hervorragen. Die Breite der Futtermauer beträgt am Fuße 1,50 m, an der Krone 0,30 m. Der Putz der Sichtfläche ahmt Hausteinmauerwerk in sehr geschickter Weise nach; es wurde dazu Zement und Granitgrus verwendet (Abb. 46).

Stützmauer am Quai Debilly (Abb. 47). Die dargestellte Mauer faßt einen 14 m breiten Weg ein, welcher von einer im Zuge der Jenabrücke errichteten kurzen Straßenbrücke aus nach beiden Seiten zum Quai Debilly unter 1 : 40 herabführt, um von hier während der Weltausstellung im Jahre 1900 den unmittelbaren Zugang zum Trocadero im Marsfelde zu ermöglichen. Das Baugelände des Weges hat nach der Brücke zu ein Gefälle von rund 1 : 40, weshalb die Ansichtsflächen der die beiden Wegerampen abschließenden Mauern ungefähr gleichschenklige Dreiecke bilden. Letztere haben als Hauptabmessungen 5,5 × 125 (rd.) bezw. 5,5 × 131,0 m (Abb. 47).

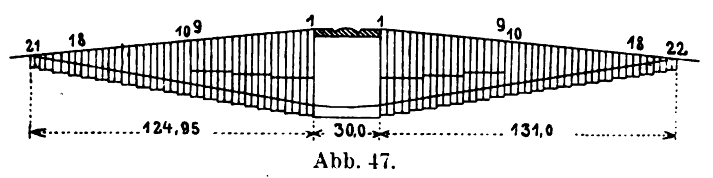


Abb. 47.

Die Stützmauer ist in allen ihren Teilen aus Eisenbeton hergestellt und besteht aus einer 9 bis 12 cm dicken senkrechten Wand mit Strebepfeilern an der Hinterseite in Abständen von 1,5 bis 3 m. Als Fundament dient eine ebenso dicke Platte, welche gegen die Vorderseite der Wand vortritt, um den Druck auf die Fundamentsohle herabzuziehen. Der vortretende Plattenteil wird unter dem Gelände durch oben abgeschrägte, in Richtung der Strebepfeiler angebrachte Rippen gegen die Vorderwand ausgesteift. Entsprechend der Geländeneigung ist das Fundament der linken Rampenmauer in 21, das der rechten in 22 Stufen von je 0,2 m Höhe und 6 m Länge abgetreppt. Auf die Länge einer bestimmten Anzahl dieser Stufen zeigt der Mauerquerschnitt gleiche Form, so gelten für die Querschnitte innerhalb der Stufen 1 bis 9 bezw. 10 bis 18 und 19 bis 22 die Abb. 48.

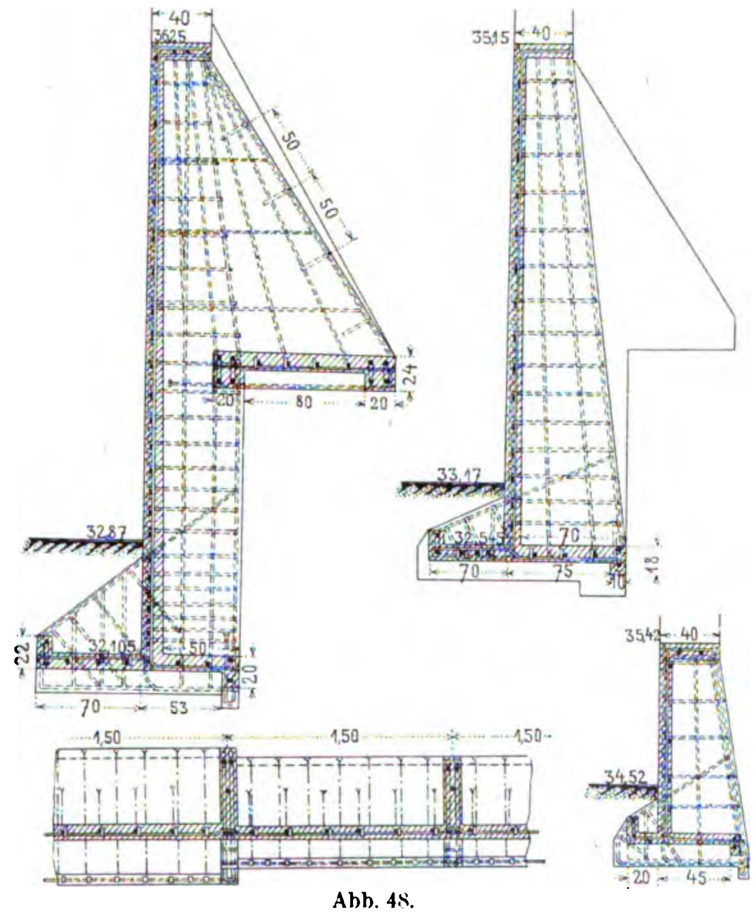


Abb. 48.

Eine besondere Ausbildung haben die Strebepfeiler der zu den Stufen 1 bis 9 gehörigen Mauer. Dieselben sind in halber Höhe durch wagerechte 1,2 m breite Platten verbunden und verlaufen von hier nach unten gemäß einem 0,53 m breiten Rechtecke und nach oben gemäß einem Trapeze von 0,3 m oberer und 1,53 m unterer Breite. Durch das Gewicht der auf den Platten stehenden Erdkörper wird in einfacher Weise das auf die Strebepfeiler wirkende Umsturzmoment zum größten Teile vernichtet. Was die Eiseneinlage anbelangt, so besteht diese in der Vorderwand aus einem senkrechten und in der Grundplatte aus einem wagerechten Netze sich überkreuzender Rundeisen von 8 mm Stärke. In den Strebepfeilern sind je zwei Netze dieser Eisen angeordnet, von denen die eine Stabschar wagerecht liegt, während die andere aus der Senkrechten allmählich in die Neigung der Hinterseite des Strebepfeilers übergeht. Außer den genannten Stäben sind noch Flacheisenbügel vorhanden, welche einzelne der Rundeisen in der richtigen Lage erhalten. Diese Stützmauer wurde von Hennebique ausgeführt und diese Querschnittsform ist als ein von Hennebique eingeführter Typus zu betrachten.

Stützmauer in Sambor (Galizien) (Abb. 1 bis 5 der Taf. II).[1] Die Reichsstraße Lemberg—Sambor übersetzt in der Nähe des Bahnhofes Sambor drei Gleisachsen. Infolge des großen Verkehrs wurde eine Hebung der Straße bezw. eine Überfahrt beantragt. Da auf der Samborer Seite einesteils Häuser, anderenteils Parkanlagen sich befinden, mußte von einer Dammanlage abgesehen werden und wurde eine Stützmauer in Eisenbeton angeordnet. Dieselbe hat eine Länge von 105 m in der Richtung gegen Sambor und die Abzweigung gegen den Bahnhof Sambor eine Länge von 81,60 m. Sie besteht aus einer Eisenbetonsohle, welche, wie aus Abb. 49 zu ersehen ist, vor die eigentliche Wand ragt; ferner aus der Wand und den Eisenbetonrippen, welche von 2 zu 2 m angeordnet wurden. Von 12 zu 12 m befindet sich eine Doppelrippe mit einer Fuge, welche mit Teerpappe ausgefüllt ist. Diese Fuge hat den Zweck, Risse zu verhindern, welche sich einerseits durch ein ungleichmäßiges Setzen der Mauer, anderseits durch Temperaturänderungen ergeben würden: sie gibt endlich ein Mittel an die Hand, um die Arbeit einer so langen Mauer in gewisse Abschnitte zu teilen.

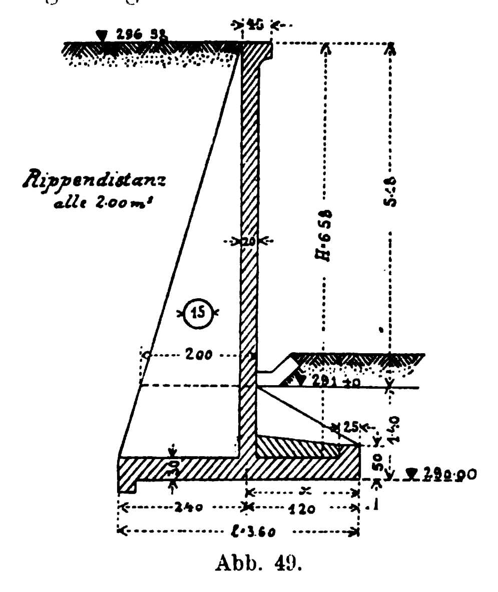


Abb. 49.

Im folgenden sei die statische Berechnung dieser Stützmauer angegeben, wie sie auch bei allen anderen Mauern dieser Querschnittsform mehr oder weniger gleich bleiben dürfte. Der Querschnitt der Mauer ist aus der Abb. 49 ersichtlich. Als natürlicher Böschungswinkel wurde 35°, das Gewicht der Hinterfüllung mit 1800 kg/m³ angenommen. Als ungünstige Annahme wurde der Reibungswinkel zwischen Betonwand und Hinterfüllung vernachlässigt. Es ergibt sich der Erddruck für das Längenmeter Wand mit

$$E = \frac{p \times H^2}{2} \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{90 - \varphi}{2}\right) \qquad E = \frac{1800 \times 6{,}58^2}{2} \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{90 - 35}{2}\right)$$

$$E = 10\,500 \text{ kg}.$$

[1]) Beton u. Eisen 1906.

Berechnung der Bodenpressungen.

Das Gewicht der auf der Sohle ruhenden Hinterfüllung beträgt für ein Längenmeter

$$P = 2{,}40 \times 6{,}58 \times 1 \times 1800 = 28\,425 \text{ kg}.$$

Das statische Moment der äußeren Kräfte in bezug auf den Punkt A ist aus folgender Gleichung zu berechnen:

$$M = E \times \frac{H}{3} - P \times \frac{2}{3}\, l$$

$$M = 10\,500 \times \frac{6{,}58}{3} - 28\,425 \times \frac{2}{3} \times 3{,}60 = 45\,190 \text{ kgcm}$$

$$x_1 = \frac{45\,190}{28\,425} = 1{,}59 \text{ m}$$

$$i_{max} = \frac{28\,425}{360 \times 100}\left(1 + \frac{21 \times 6}{360}\right) = 1{,}065 \text{ kg/cm}^2$$

$$i_{min} = \frac{28\,425}{360 \times 100}\left(1 - \frac{21 \times 6}{360}\right) = 0{,}513 \text{ kg/cm}^2.$$

Was die Standsicherheit der Mauer anbelangt, sei der Sicherheitskoeffizient auf Standfestigkeit gerechnet aus dem Verhältnis des Moments infolge Eigengewicht zu dem Momente infolge Kippung durch den Erddruck: alle Momente bezogen auf den vorderen Drehpunkt A

$$s = \frac{28\,425 \times 2{,}4}{10\,500 \times \frac{6{,}58}{3}} = 2{,}96.$$

Berechnung der Sohle vor der Wand.

1. Platte.

Die erforderlichen Eiseneinlagen wurden auf Abscherung berechnet, unter Vernachlässigung des Betons. Da die größte Bodenpressung 1,065 kg/cm² beträgt, so entsteht auf der Sohle eine Kraft von 10 650 kg/m²; daraus die Scherkraft für 1 lfd. m

$$100 \times \frac{0{,}85}{2} \times 10\,650 = 4530 \text{ kg}$$

und der nötige Eisenquerschnitt $fe = \frac{4530}{600} = 7{,}55$ cm²; angeordnet wurden 10 Rundeisen von 10 mm Stärke für 1 lfd. m = 7,85 cm².

2. Balken.

Spannweite 1,80 m, Scherkraft

$$\left(\frac{0{,}85}{2} + 0{,}25\right) \times 10\,650 \times \frac{1{,}80}{2} = 6475 \text{ kg}.$$

der erforderliche Eisenquerschnitt $\frac{6475}{600} = 10{,}79$ cm²; angeordnet wurden 4 Rundeisen von 20 mm Stärke = 12,57 cm².

3. Rippe.

Auskragung 1,10 m, Scherkraft $2 \cdot 6475 + 1{,}10 \cdot 0{,}2 \cdot 10650 = 15\,360$ kg; erforderlicher Eisenquerschnitt $\frac{15\,360}{600} = 25{,}6$ cm²; angeordnet wurden 11 Rundeisen

von 18 mm Stärke = 28 cm². **Beanspruchung der Rippe auf Biegung.** Biegungsmoment hervorgerufen durch den Balken $M_1 = 2 \cdot 6475 \cdot 0{,}975 = 12\,620$ kgm. Biegungsmoment hervorgerufen durch die Bodenpressung auf die Rippe selbst

$$M_2 = 1{,}10 \cdot 0{,}2 \cdot 10\,650 \cdot 0{,}55 = 1290 \text{ kgm}$$

$$M_1 + M_2 = 13\,910 \text{ kgm}.$$

Der Querschnitt der Rippe ist in Abb. 50 zu sehen. In der Platte sind 18 Rundeisen von 10 mm Stärke = 14,1 cm² angeordnet. Als Verhältniszahl der Elastizitätskoeffizienten des Eisens zum Beton wurde 10 angenommen. Die ideelle Querschnittsfläche daher

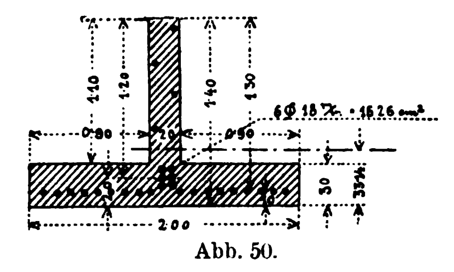


Abb. 50.

$$F_i = 180 \cdot 30 + 140 \cdot 20 + 15{,}3 \cdot 10 + 14{,}1 \cdot 10 = 8494 \text{ cm}^2.$$

Das statische Moment in bezug auf die untere Plattenkante

$$S = 5400 \cdot 15 + 2800 \cdot 70 + 153 \cdot 20 + 141 \cdot 10 = 281\,470 \text{ cm}^3.$$

Die Entfernung der Achse von der unteren Plattenkante

$$x = \frac{281\,470}{8494} = 33{,}14 \text{ cm}.$$

Das Trägheitsmoment in bezug auf diese Achse $T_i = 10\,659\,980$ cm⁴.

Randspannung im Beton

$$i_b = \frac{1\,391\,000}{10\,659\,980} \cdot 106{,}86 = 11{,}39 \text{ kg/cm}^2.$$

Zur Berechnung des Zugmittelpunktes ist

$$S_z = 3060 + 1410 = 4470 \text{ cm}^3$$

$$T = 61\,200 + 14\,100 = 75\,300 \text{ cm}^4.$$

Abstand von der Unterkante

$$x_1 = \frac{75\,300}{4470} = 16{,}9 \text{ cm}.$$

Der Abstand des Zug- vom Druckmittelpunkte

$$140 - \frac{1}{3} \cdot 106{,}86 - 16{,}9 = 87{,}6 \text{ cm}$$

und die Randspannung im Eisen

$$i_e = \frac{1\,391\,000}{87{,}6 \cdot 29{,}4} = 540 \text{ kg/cm}^2.$$

Berechnung der Sohle hinter der Wand.

1. Platte.

Die Belastung der Platte durch die darüber befindliche Hinterfüllung beträgt

$$6{,}28 \cdot 1^2 \cdot 1800 = 11\,300 \text{ kg für } 1 \text{ m}^2.$$

Da sich von früher eine kleinste Bodenpressung ergab von 0,513 kg/cm² oder 5130 kg/m², so ist die wirkliche Belastung der Platte 11 300 — 5130 = 6170 kg/m². Die Gesamtbelastung der Platte zwischen 2 Rippen beträgt 2,05 · 1,80 · 6170 = 22 800 kg. Da die Platte kreuzweise armiert ist, verteilt sich die Belastung auf ihren ganzen Umfang, somit die Scherkraft für 1 lfd. m $= \frac{22\,800}{2 \cdot 2{,}05 + 2 \cdot 1{,}85} = 2930$ kg und der erforderliche

Eisenquerschnitt für 1 lfd. m in beiden Richtungen $\frac{2930}{600} = 4{,}9$ cm²; angeordnet wurden 7 Rundeisen von 10 mm Stärke = 5,5 cm².

2. Balken.

Spannweite 1,85 m, Belastung $\left(\frac{1}{2} \cdot 2{,}05 + 0{,}25\right) \cdot 6170 = 7910$ kg für 1 lfd. m.

Scherkraft $\frac{7910 \cdot 1{,}85}{2} = 7320$ kg. Der erforderliche Eisenquerschnitt $\frac{7320}{600} = 12{,}2$ cm²; angeordnet wurden 4 Rundeisen von 20 mm Stärke = 12,56 cm².

3. Rippe.

Belastung $7910 + \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 6170 = 14\,110$ kg. Somit ist der erforderliche Eisenquerschnitt auf Zug senkrecht eingelegt $\frac{14\,110}{750} = 18{,}9$ cm². Angeordnet wurden 25 Rundeisen von 10 mm Stärke = 19,65 cm². Der erforderliche Eisenquerschnitt, auf Abscheren wagerecht eingelegt, ist $\frac{14\,110}{600} = 23{,}5$ cm².

Berechnung der Biegungsspannungen der Rippe.

Der gefährliche Querschnitt der Rippe befindet sich auf der Höhe 241,40. Das Biegungsmoment auf vorgenannter Höhe ist $M = \frac{p \cdot H^3}{6} \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{90 - \varphi}{2}\right)$ für 1 lfd. m

$$M = \frac{1800 \cdot 5{,}18^3}{6} \cdot 0{,}27 = 11\,260 \text{ kgm.}$$

Gesamtes Biegungsmoment $2 \cdot 11\,260 = 22\,520$ kgm $= 2\,252\,000$ kgcm. Angeordnete Eiseneinlagen in der Zugzone 3 Rundeisen von 28 mm Stärke = 18,5 cm². Der Querschnitt der Rippe ist aus Abb. 51 zu ersehen. Es sind wieder wie früher

$F_i = 185 \cdot 16 + 200 \cdot 15 + 18{,}5 \cdot 10 = 6145$ cm²

$S_i = 2460 \cdot 8 + 3000 \cdot 100 + 185 \cdot 190 = 358\,880$ cm³.

Die Lage der neutralen Achse vom oberen Rande $x = \frac{358\,880}{6145} = 58{,}4$ cm. Das Trägheitsmoment $T_i = 25\,986\,427$ cm⁴. Die Randspannung im Beton

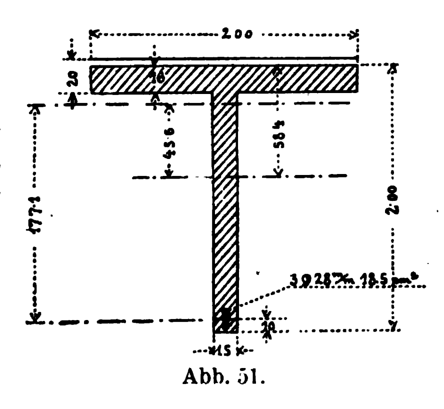


Abb. 51.

$$i_b = \frac{2\,248\,000}{25\,986\,427} \cdot 58{,}5 = 5{,}05 \text{ kg/cm}^2.$$

Für die Berechnung der Zugspannungen sei zunächst der Druckmittelpunkt des Druckgurtes berechnet:

$$F_d = 200 \cdot 58{,}4 - 185 \cdot 42{,}5 = 3840 \text{ cm}^2$$
$$S_d = 11\,700 \cdot 29{,}25 - 7860 \cdot 21{,}25 = 175\,000 \text{ cm}^3$$
$$T_d = 34\,200 \cdot 39 - 167\,000 \cdot 28{,}3 = 8\,612\,000 \text{ cm}^4$$
$$x_d = \frac{8\,612\,000}{175\,000} = 45{,}6 \text{ cm.}$$

Der Abstand des Druckmittelpunktes vom Zugmittelpunkt

$$h = 200 - (58{,}5 + 10) + 45{,}6 = 177{,}1 \text{ cm}$$

und die Eisenspannung daher

$$i_e = \frac{2\,248\,000}{177,1 \cdot 18,5} = 688 \text{ kg/cm}^2.$$

Berechnung der Wand.

Der mittlere Erddruck auf die Wand für 1 m²

$$G = \frac{p \cdot H}{2} \operatorname{tg}^2\left(\frac{90 - \varphi}{2}\right)$$

$$G = \frac{1800 \cdot 6,58}{2} \cdot 0,27 = 1600 \text{ kg/m}^2.$$

Da die Wand als in die Rippen teilweise eingespannt angesehen werden kann, ergibt sich das größte Biegungsmoment mit

$$M = \frac{1}{10} \cdot 1600 \cdot 1,85 \cdot 185 = 54\,800 \text{ kgcm}.$$

Für die halbe Wandhöhe sind 6 Rundeisen von 12 mm Stärke = 6,78 cm² für 1 Höhenmeter angeordnet. Der Eisenquerschnitt wurde entsprechend dem Erddruck nach unten und nach oben vergrößert bezw. verkleinert. Es ist



Abb. 52.

$$F_i = 100 \times 16 + 6,8 \times 10 = 1668 \text{ cm}^2$$

$$S_i = 1600 \times 8 + 68 \times 14 = 13\,752 \text{ cm}^3,$$

der Abstand der Null-Linie vom oberen Plattenrande

$$x = \frac{13\,752}{1668} = 8,23 \text{ cm},$$

das Trägheitsmoment

$$T_i = 36\,720 \text{ cm}^4,$$

die Randspannung im Beton

$$b = \frac{54\,800}{36\,720} \times 8,23 = 12,3 \text{ kg/cm}^2,$$

der Abstand des Zug- vom Druckmittelpunkt

$$h = 16 - \frac{1}{3} \cdot 8,24 - 2 = 11,26 \text{ cm}$$

und die Eisenspannung

$$i_e = \frac{54\,800}{11,26 \times 6,3} = 773 \text{ kg/cm}^2.$$

Was die Ausführung dieser Stützmauer anbelangt, so sei erwähnt, daß der Beton im Mischungsverhältniß 1 zu 5 (330 kg Portlandzement für 1 m³ Sand und Schotter) ausgeführt wurde. Die Mischung des Betons und das Waschen des Sandes und Schotters geschah maschinell.

Die Außensichten der Stützmauer wurden mit 4 cm starken, künstlich hergestellten Betonplatten verblendet, welche mittels Bindedrahts in die dahinter befindliche Wand verhängt wurden.

In der **Abb. 52** sind die Vorbereitungen sowie das Eisengerippe dieser Stützmauer zu sehen, während die Abb. 53 im linken rückwärtigen Teile die innere fertige Ansicht der Stützmauer zeigt. Diese Stützmauer wurde nach Plänen von Hennebique von der Unternehmung Sosnowski u. Zachariewicz in Lemberg hergestellt.



Abb. 53.

Die Überführung der Roßweiner Straße am Haltepunkte Döbeln. — Diese Stützmauer hat eine Länge von 43,5 m und schließt mit einem Flügel von 7 m Länge ab, der ebenfalls in Eisenbeton ausgeführt ist (Abb. 54). Die Höhe der Mauer von der Unterkante der Fußplatte bis zum oberen Mauerabschluß beträgt 6,70, 7,15 und 7,60 m. Die Konstruktion

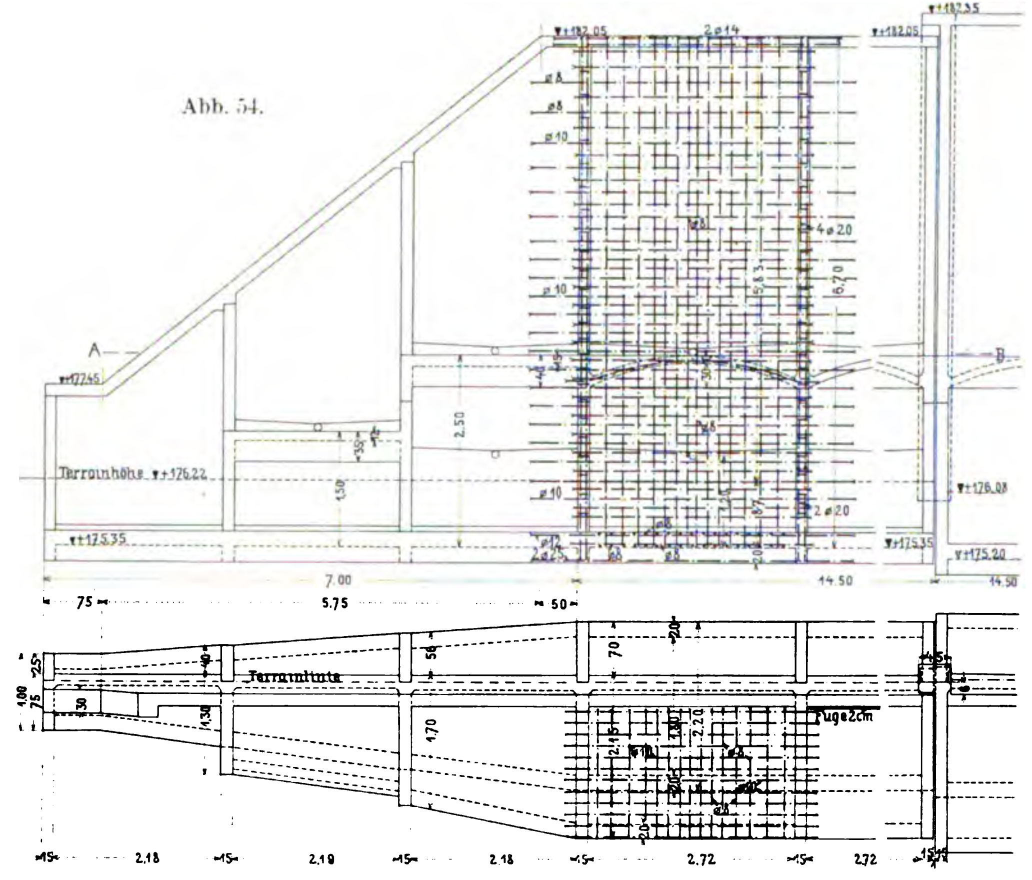


Abb. 54.

unterscheidet sich von der vorher beschriebenen dadurch, daß im Mauerquerschnitt nach rückwärts ein Moniergewölbe auskragt, welches den Zweck hat, den Erddruck

auf ein Mindestmaß herabzudrücken. Die den Erddruck aufnehmende Wand ist nicht senkrecht, sondern schwach nach innen geneigt und besitzt eine obere Stärke von 10 cm, eine untere von 20 cm. Die Sohle, welche nur 80 cm vor die Wand ragt, hat eine Breite von 2,20, 2,40, 2,50 m, ist 20 cm stark und besitzt gegen ihre beiden Enden der besseren Entwässerung halber einen schwachen Anzug. In Entfernungen von 2,87 m sind senkrechte Rippen 15 cm stark angeordnet, deren Profil in der Abb. 55 zu sehen ist. Im vorderen Teil ist unterhalb der Erdoberfläche ebenfalls eine kleine Rippe angeordnet. In Entfernungen von je 14,50 m ist eine Doppelrippe ausgeführt. Die Zwischenfuge ist mit Asphaltfilz ausgefüllt; sie wird durch Überlappung unsichtbar gemacht. Ein schematischer Querschnitt ist in Abb. 56 zu sehen. Der natürliche Böschungswinkel wurde mit 40° angenommen und mittels dessen auch die Höhe des Gewölbes festgelegt.

Für die Verschiebung der Mauer wird nur der schraffierte Teil BDF (Abb. 56) in Betracht gezogen, während der Erdteil $ABCD$ als Mauergewicht wirken soll. Die mittlere Höhe der zur Untersuchung gezogenen Mauer beträgt daher 4,95 m. Unterhalb des Gewölbes wurde der ganze Raum mit Erdreich ausgefüllt; der so entstehende Erddruck ist aber so gering, daß er vernachlässigt werden kann. Außer dem Erddruck ist noch eine Nutzlast von 500 kg/m² in Rechnung gezogen worden.

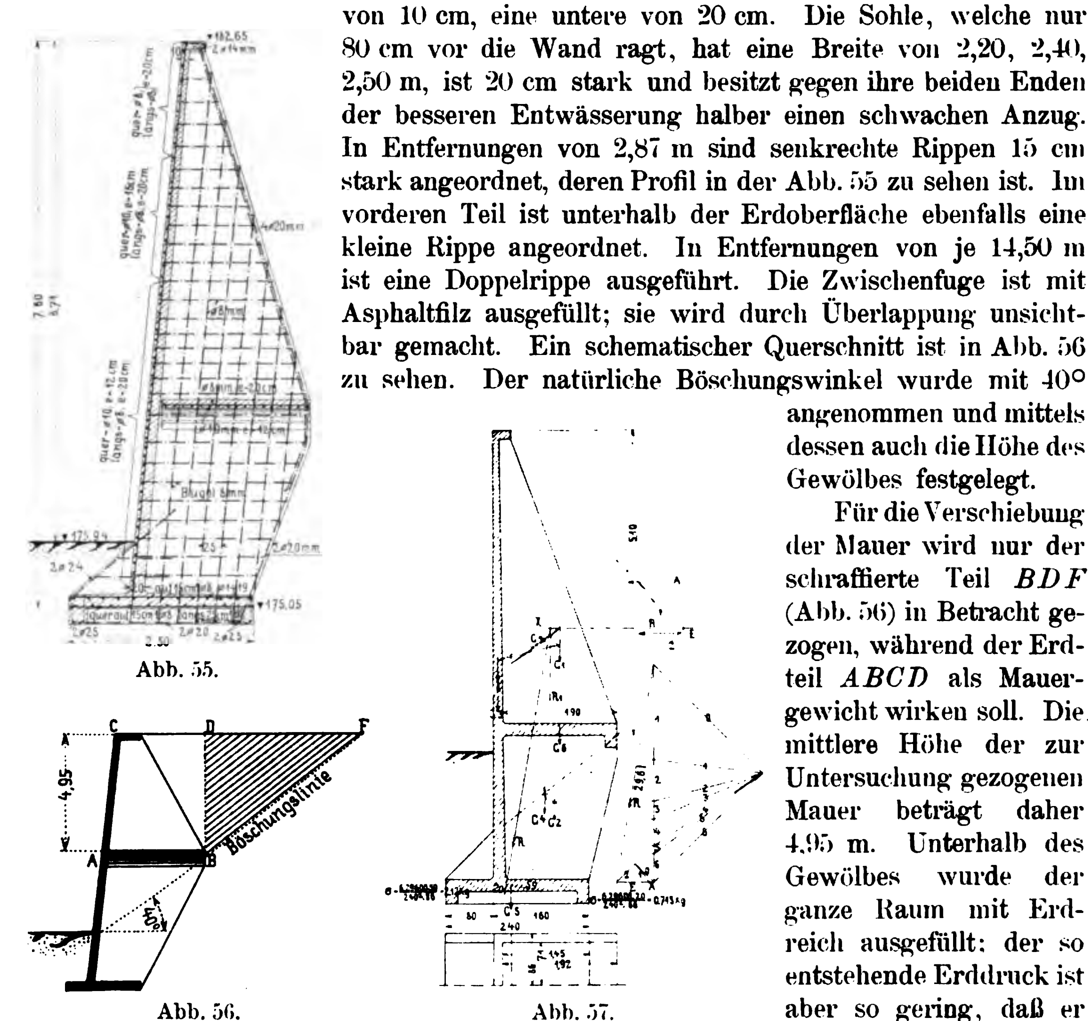


Abb. 55.

Abb. 56.

Abb. 57.

1. Untersuchung des Mauerquerschnittes auf die Standfestigkeit.

Dieselbe wurde zeichnerisch durchgeführt und ist aus Abb. 57 zu sehen. Es wurde ein 86 cm langer Mauerstreifen in Rechnung gezogen.

Es bedeutet A die Nutzlast:

$$A = \frac{1}{4}\,p h = \frac{1}{4} \cdot 500 \cdot 5{,}1 \times 0{,}86 = 548 \text{ kg},$$

E den Erddruck $\frac{g \cdot h^2}{8} = \frac{1600 \times 5{,}1^2}{8} \times 0{,}86 = 4470$ kg;

der obere Erdkörper $G_1 = 1{,}9 \times 4{,}9 \times 1600 \times 0{,}86 = 12\,800$ kg,

der untere Erdkörper $G_2 = \frac{1{,}9 + 1{,}4}{2} \times 2{,}4 \times 0{,}86 \times 1600 = 5460$ kg,

die Wand $G_3 = 7{,}5 \times 0{,}15 \times 0{,}86 \times 2500 = 2400$ kg,

die Rippe $G_4 = \left(\frac{1{,}9 + 0{,}2}{2} \cdot 5{,}1 + \frac{1{,}9 + 1{,}4}{2} \times 2{,}4\right) \cdot 0{,}15 \cdot 2500 = 3520$ kg,

die Bodenplatte $G_5 = 2{,}4 \times 0{,}2 \times 0{,}86 \cdot 2500 = 1030$ kg,

das Gewölbe $G_6 = 1{,}9 \times 0{,}2 \times 0{,}86 \times 2500 = 820$ kg,

wobei das spezifische Gewicht des Erdreichs mit 1600, das des Eisenbetons mit 2500 kg/m³ angenommen wurde. Alle diese Kräfte wurden zu einer Resultierenden vereinigt $R = 29\,600$ kg. Die senkrechten Abstände der Drittelpunkte der Sohle von dieser Resultierenden sind 20 bezw. 59 cm; die Bodenpressungen daher

$$i_{max} = \frac{29\,600 \times 59}{\frac{1}{6} \times 86 \times 240^2} = 2{,}12 \text{ kg/cm}^2$$

$$i_{min} = \frac{29\,600 \times 20}{\frac{1}{6} \times 86 \times 240^2} = 0{,}718 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Berechnung der Wand.

Die Berechnung sämtlicher Eisenbetonteile geschah nach den seinerzeit in Leipzig und bei der Königl. sächsischen Staatsbahn zugelassenen Formeln von Hennebique. Die Höhe der dem Erddruck ausgesetzten Wand beträgt 4,95 m; daher der Einfluß des Erddruckes

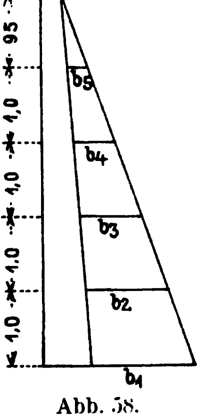


Abb. 58.

$$E_1 = \frac{1600 \times 4{,}95^2}{8} = 4900 \text{ kg},$$

der Einfluß der Nutzlast

$$E_2 = \frac{500 \times 4{,}95}{4} = 616 \text{ kg}.$$

Die ganze Höhe wurde in Streifen von 1 m Höhe geteilt (Abb. 58) und für jede Höhe der Erddruck gerechnet

$$E = 4900 = \frac{2 \cdot b}{h},$$

$$b = 1985 \text{ kg}$$

$$b_1 = \frac{b \cdot (h - 1)}{h} = \frac{1985 \times 3{,}95}{4{,}95} = 1580 \text{ kg}$$

$$b_2 = \frac{b \cdot (h - 2)}{h} = \frac{1985 \times 2{,}95}{4{,}95} = 1180 \text{ kg}$$

$$b_3 = \frac{b \cdot (h - 3)}{h} = \frac{1985 \times 1{,}95}{4{,}95} = 782 \text{ kg}$$

$$b_4 = \frac{b \cdot (h - 4)}{h} = \frac{1985 \times 0{,}95}{4{,}95} = 382 \text{ kg}$$

$$b_5 = 0$$

$1783 + 125 = 1908$ kg

$1380 + 125 = 1505$ kg

$981 + 125 = 1106$ kg

$583 + 125 = 708$ kg

$191 + 125 = 316$ kg.

E_2 verteilt sich auf 4,95 m, demnach auf 1 m $\frac{616}{4{,}95} = 125$ kg.

Die Rippen haben eine Entfernung von 2,87 m. Die wagerecht liegenden Trageisen haben ihr Auflager auf diesen Rippen.

Es soll gleich zur Berechnung der Eiseneinlagen im 2. Höhenmeter von oben übergegangen werden. Das Moment eines eingespannten Trägers in der Trägermitte ist

$$M = \frac{1}{24} Q l,$$

daher

$$M_2 = \frac{708 \times 2{,}72^2}{24} = 210 \text{ kgm.}$$

Nach Hennebique ist

$$h = \sqrt{\frac{3}{2} \times \frac{210}{25}} = \sqrt{12{,}6} = 3{,}5 \text{ cm}$$

$$h' = 12 - 3{,}5 - 2{,}5 = 6 \text{ cm}$$

$$f_e = \frac{21\,000}{1750 \times 6} = 2 \text{ cm}^2,$$

somit erforderlich alle 40 cm 1 R.-E. 10 mm stark; für das 3. Feld von oben wird

$$M = \frac{1106 \times 2{,}72^2}{24} = 341 \text{ kgm}$$

$$h = \sqrt{\frac{3}{2} \times \frac{341}{25}} = 4{,}5 \text{ cm}$$

$$h' = 13 - 4{,}5 - 2{,}5 = 6 \text{ cm}$$

$$f_e = \frac{34\,100}{1750 \times 6} = 3{,}25 \text{ cm}^2,$$

entsprechend 4 R.-E. 10 mm für 1 lfd. m; für das 4. Feld ist

$$M = \frac{1505 \times 2{,}72^2}{24} = 463 \text{ kgm}$$

$$h = \sqrt{\frac{3}{2} \times \frac{463}{25}} = 5{,}3 \text{ cm}$$

$$h' = 15 - 5{,}3 - 2{,}5 = 7{,}2 \text{ cm}$$

$$f_e = \frac{46\,300}{1750 \times 7{,}2} = 3{,}70 \text{ cm}^2,$$

entsprechend 4,6 R.-E. 10 mm; für das 5. und unterste Feld ist

$$M = \frac{1908 \times 2{,}72^2}{24} = 588 \text{ kgm}$$

$$h = \sqrt{\frac{3}{2} \times \frac{588}{25}} = 6 \text{ cm}$$

$$h' = 16 - 6 - 2{,}5 = 7{,}5 \text{ cm}$$

$$f_e = \frac{58\,800}{1750 \times 7{,}5} = 4{,}48 \text{ cm}^2;$$

es entspricht dies einer Einlage von 5,6 R.-E. 10 mm; angeordnet wurden 4 Stück R.-E. 10 mm und 4 Stück R.-E. 8 mm mit insgesamt $3{,}2 + 2 = 5{,}2$ cm², mithin genügend.

Unterhalb des Gewölbes treten keine Biegungsbeanspruchungen auf, da der Boden keinen Schub auf die Wand ausübt; die vorhandene Teilung des zuletzt berechneten Feldes wurde jedoch auch unterhalb des Gewölbes bis zur Sohle fortgeführt.

Es bleibt noch die Einspannstelle über den Rippen zu betrachten. An dieser erhält das Biegungsmoment den doppelten Wert von früher und es wird daher beim letzten Felde von früher

$$M = 588 \times 2 = 1176 \text{ kgm}$$

$$h = \sqrt{\frac{3}{2} \times \frac{1176}{25}} = 8{,}4 \text{ cm}$$

$$h' = 16 - 8{,}4 - 2{,}5 = 5{,}1 \text{ cm}$$

$$f_e = \frac{117\,600}{10{,}2 \times 875} = 13{,}2 \text{ cm}^2;$$

vorhanden sind 10,4 cm², so daß noch 2,8 cm² gedeckt werden müssen und hierzu kurze Stücke als Beilagen verwendet werden. In ähnlicher Art wurden die oberen früher berechneten Felder auf ihren Auflagern armiert.

8. Berechnung der Rippe.

Es ist *ABC* in Abb. 59 als eine Konsole aufzufassen, welche in *CB* eingespannt ist und durch den Erddruck und die Nutzlast beansprucht wird. Es muß ein Kanten um den Punkt *C* verhindert werden. Die Momente auf den Punkt *C* bezogen, sind

$$M_1 = E_1 \times 1{,}65 = 14\,150 \times 1{,}65 = 23\,300 \text{ kgm}$$
$$M_2 = E_2 \times 2{,}48 = 1\,780 \times 2{,}48 = 4\,400 \text{ „}$$
$$M_1 + M_2 = 27\,700 \text{ kgm.}$$

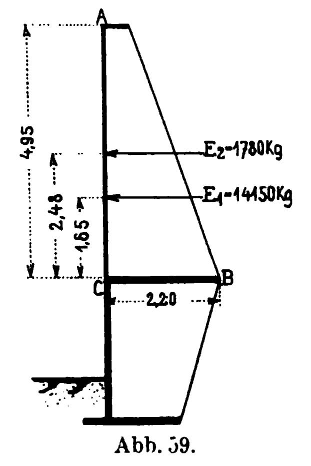


Abb. 59.

Der in der Höhe *CB* liegende Rippenquerschnitt ist in Abb. 60 zu sehen, wobei eine zugehörige Druckbreite der Platte von nur 1 m angenommen wurde und ein mittlerer Druck von nur 20 kg/cm² vorausgesetzt wurde; es waren daher nach Hennebique

$$\frac{M}{2} = h \times 16 \times 20 \times 1 = 13\,850 \text{ kgcm}$$

$$h = \frac{13\,850}{320} = 43 \text{ cm}$$

und $h' = 220 - 43 - 8 - 6 = 163$ cm.

Das Verhältnis $\frac{h}{h'}$ wurde aus Sicherheitsgründen nicht unter $\frac{1}{2{,}5}$ angenommen, somit ist h auf etwa 60 cm zu erhöhen.

$$h' = 220 - 60 - 8 - 6 = 146 \text{ cm}$$

$$f_e = \frac{2\,770\,000}{2 \times 875 \times 146} = 10{,}8 \text{ cm}^2,$$

entsprechend 4 R.-E. 19 mm.

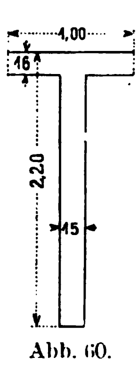


Abb. 60.

In der Rippe sind außer diesen Eisen noch solche einzulegen, welche die Wand gegen Abrücken sichern, d. h. solche, die die Scherspannungen aus Erddruck und Nutzlast aufnehmen. Diese Eisen sind in der Rippe wagerecht eingelegt und berechnen sich wie folgt:

$$E_1 + E_2 = 14\,150 + 1780 = 15\,930 \text{ kg.}$$

Auf der Strecke *A—C* sind daher notwendig

$$f_e = \frac{15\,930}{875} = 18{,}3 \text{ cm}^2.$$

Es entspricht dies einer Eiseneinlage von 38 R.-E. 8 mm. Unterhalb des Gewölbes treten diese Spannungen in sehr kleinem Maße auf, die Eiseneinlage wird daher hier geringer angenommen.

Der Berechnung des Moniergewölbes wird, da nicht zu diesem Kapitel gehörig, nicht Erwähnung getan. Mitzuteilen wäre, daß in den Endfeldern an Stelle der Gewölbe ebene Decken zwischen die Rippen gespannt sind.

4. Berechnung der Sohlplatte.

Der Bodendruck ist im Mittel 1,12 kg/cm² oder 11 200 kg/m². Die Sohlplatte ruht einerseits auf der Wand, anderseits auf einem Längsbalken auf. Nach oben wirkt der eben berechnete Bodendruck; in diesem ist jedoch auch das Gewicht des direkt über der Platte liegenden Teiles, sowie die Eigenlast der Platte enthalten.

Das Gewicht des unter dem Gewölbe befindlichen Endklotzes ist 19 200 kg, daher $11\,200 - \frac{19\,200}{2{,}88 \times 1{,}5} - 0{,}2 \times 2500 = 6250$ kg.

Das Moment $M = \frac{6250}{24} \times 1{,}2^2 = 3750$ kgm

$$h = \sqrt{\frac{3}{2} \cdot \frac{375}{25}} = 5 \text{ cm}$$

$$h' = 20 - 5 - 2{,}5 = 12{,}5 \text{ cm}$$

$$f_e = \frac{37\,500}{1750 \times 12{,}5} = 1{,}7 \text{ cm}^2;$$

angeordnet sind 7 R.-E. 8 mm mit insgesamt 3,50 cm² Querschnittsfläche für 1 lfd. m. Der zugehörige Balken ist von unten mit einer Last beansprucht von $\frac{1{,}45}{2} \times 6250$ $= 4530$ kg für 1 lfd. m; seine Spannweite ist $l = 2{,}72$ m, die Höhe 40 cm.

$$M = \frac{4530}{10} \times 2{,}72^2 = 3350 \text{ kgm.}$$

Im unteren Teile liegen 2 R.-E. 25 mm auf Druck beansprucht: es wird daher

$$\frac{M}{2} = \frac{2}{3} h \cdot \frac{h}{2} \cdot 25 \cdot 20 + 6{,}3 \times 875\,(h - 5)$$

$$h = 21{,}5, \qquad h' = 40 - 21{,}5 - 5 = 13{,}5 \text{ cm}$$

$$f_e = \frac{335\,000}{1750 \times 13{,}5} = 14{,}2 \text{ cm}^2,$$

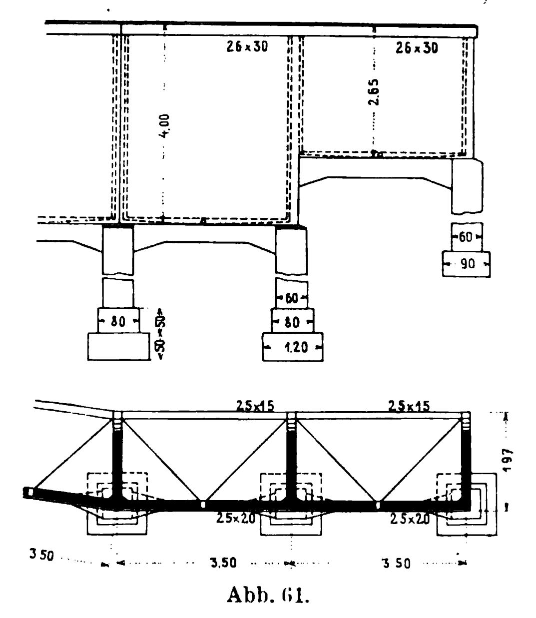


Abb. 61.

entsprechend 7 R.-E. 15 mm. In gleicher Art ist der Balken der vorderseitigen Platte zu berechnen; es ist hier der Gesamtdruck jedoch größer, da eine geringere Erdmasse in Abzug zu bringen ist. Ähnlich wie die Rippe berechnet sich die Konsole im vorderen Teile. Diese Stützmauer wurde nach den Berechnungen und Entwürfen des Ingenieurs Deimling von Herrn Baurat Pommer für die Königl. sächs. Staatsbahn im Jahre 1903 ausgeführt. Trotzdem die Mauer nach der Berechnungsweise von Hennebique berechnet und ausgebildet wurde und nach den neueren Berechnungsvorschriften sich viel größere Spannungen ergeben würden, hat sich bisher noch keinerlei Deformation gezeigt.

Stützmauer bei der Villa Walther in Pullach bei München (Abb. 61, 62). Diese Stützmauer liegt in einem Abhange des Isartales und hat den Zweck, die Auffüllung des unter 30 bis 45° geneigten Bodens zur Herstellung einer Garten-

terrasse zu ermöglichen. Die Höhe der Stützmauer über dem Boden beträgt 3,5 m; die vordere Wand ruht auf Stampfbetonpfeilern von 60 × 60 cm Querschnitt in Ab-

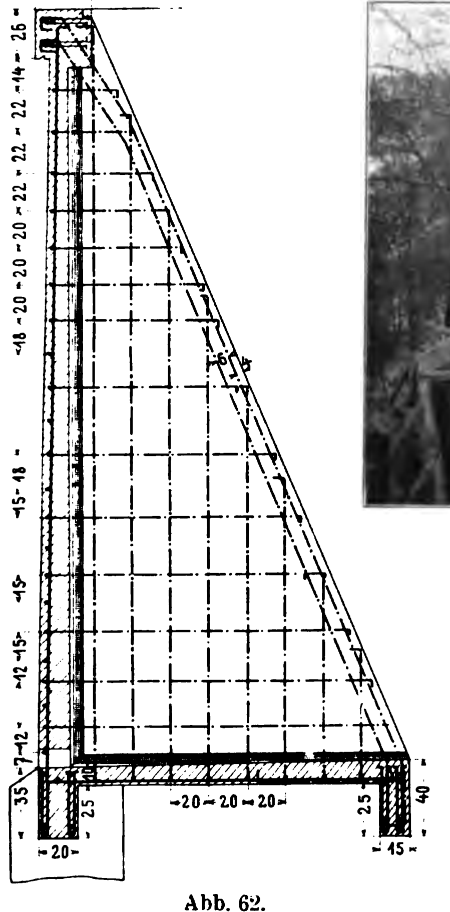


Abb. 62.

Abb. 63.

ständen von etwa 3,5 m auf, welche bis zum festen Baugrunde reichen und durch Eisenbetonbalken verbunden sind. Die eigentliche Stützwand ist aus Eisenbeton, im Mittel 14 cm stark und nach beiden Richtungen mit je 5 R.-E. 10 mm armiert. Diese kreuzweise armierten, zugleich quadratischen Felder übertragen ihren Druck auf die in Abständen von rund 3,5 m liegenden 20 cm breiten Rippen und den oberen Randbalken, welcher mit Rücksicht darauf mit 4 R.-E. 18 mm seitlich armiert ist. Die 12 cm starke Bodenplatte ist so breit gewählt worden, daß sich sowohl bei belasteter wie unbelasteter Terrasse eine rund dreifache Sicherheit der Wände gegen Umkanten ergibt. In jedem Felde ist eine Öffnung mit Entwässerungsrohren vorgesehen, nach welcher hin die Bodenplatte allseitiges Gefälle besitzt. Die Armatur der Rippen besteht aus der Verlängerung der wagerechten Eiseneinlagen der vorderen Wand und der Bodenplatte; außerdem sind noch zur Aufnahme des wagerechten Auflagerdrucks des oberen Randbalkens einige stärkere Zugeisen eingelegt. Diese Stützmauer wurde im März 1906 von der Unternehmung Gebr. Rank in München ausgeführt und ist in ihrer Ausführung aus Abb. 63 ersichtlich.

Eine eigenartige Querschnittsausbildung bildet die Stützmauer auf der Castellengogrube bei Borsigwerk, die auf eine Länge von 120 m ausgeführt wurde. Die 4,55 m hohe Stützmauer hat eine Stärke von bloß 25 cm und verjüngt sich bis oben hin auf 15 cm. Dieselbe Mauer, aus Bruchsteinen ausgeführt, würde eine Sohlenstärke erfordern von 1,20 m. Diese geringen Ausmaße der Mauer in Eisenbeton waren dadurch möglich, daß 3 m unter Oberkante der Mauer eine in der Abb. 64 ersichtliche Kragplatte von 30 cm Stärke und 1,40 m Auskragung angeordnet wurde. Diese Platte ruht außerdem auf Stampfbetonpfeilern, die in

einer Entfernung von je 3 m voneinander hergestellt und im Durchschnitt 55 cm breit sind. Die Breite der Fundamentplatte beträgt 1,40 m, die Stärke 25 cm, die größte Bodenpressung 3 kg/cm². Die Armierung der Stützmauer besteht aus 14 mm starken Quadrateisenstäben in der wagerechten Richtung und außerdem 6 mm starken Rundeisen, als Verteilungsstäbe in senkrechter Richtung. Die näheren Details der Eiseneinlagen sind aus der Abb. 64 ersichtlich. Die Stützmauer während der Ausführung zeigt uns die Abb. 65; dieselbe wurde von Diss u. Co. in Kattowitz ausgeführt.

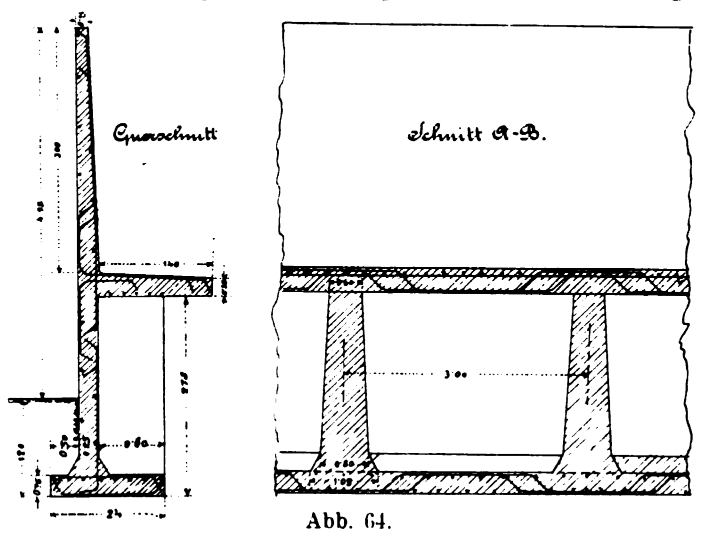
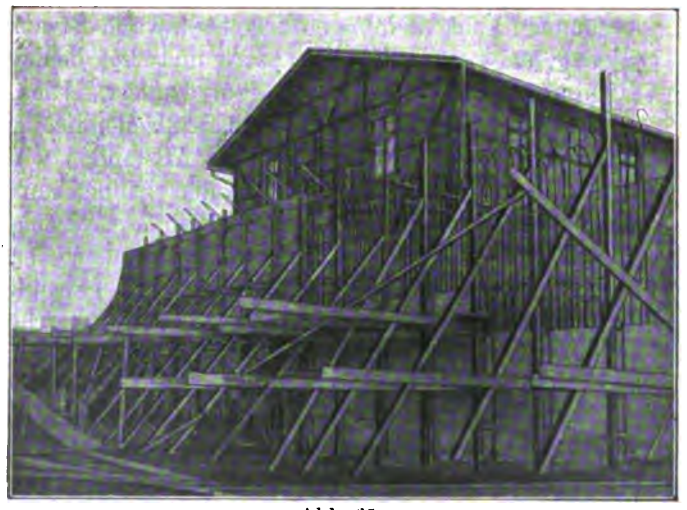


Abb. 64.

Eine andere in Steineisenkonstruktion ausgeführte Futtermauer ist die nach Abb. 66 gezeichnete. Dieselbe bildet die Abgrenzung eines Grundstücks in Berlin, Katzbachstraße 20. Sie besteht aus einer 25 cm starken Sohlplatte mit einer Breite von 2 m. Am Ende dieser Platte läuft ein Eisenbetonbalken. Auf dieser aus Eisenbeton hergestellten Sohlplatte erhebt sich vorn die Wand ebenfalls von 25 cm Stärke, welche durch Rippen in Entfernungen von 2,80 m mit der Sohle versteift ist. Die Rippen, welche 12 cm stark sind, als auch die Wand sind aus Kunststeinen hergestellt. Die Armierung und Art der Eiseneinlagen sind aus nebenstehender Abb. 66 zu ersehen.


Abb. 65.

Diese Futtermauer wurde von der Allgemeinen Beton- und Eisengesellschaft in Berlin nach dem System Eggert hergestellt.

Eine in bezug auf ihre außerordentliche Höhe und in Anbetracht der schlechten Baugrundverhältnisse bemerkenswerte Stützmauer wurde in Milwaukee V. St. A.[1]) aus Eisenbeton hergestellt. Sie umgibt die Kellergeschosse eines sogenannten Wolkenkratzers und soll den gewaltigen Erddruck von dessen Grundsockeln abhalten, den der aus Schwimmsand und flüssigem Ton bestehende Baugrund ausübt. Aus diesem Grunde bildet die Stützwand eine von den Bauteilen des aufgehenden Gebäudes völlig unabhängige Betonmasse von 11,6 bis 12,8 m Höhe. Die Wand ist an ihrem Fuße

[1]) Zement und Beton 1906.

60 cm, an der Mauerkrone 30 cm stark und wird in ihrer Aufgabe unterstützt durch kräftige Strebepfeiler, die in Abständen von 1,60 m vorgesehen sind. Abb. 67 zeigt eine eben fertiggestellte Ecke des Bauwerks. Der gewaltige Seitendruck, der eine Bruchsteinmauer von 3 m Stärke am Fuße und 0,60 m Stärke an der Krone zu seiner Bewältigung erfordert hätte, wird von der Stützwand auf eine breite Grundplatte übertragen.

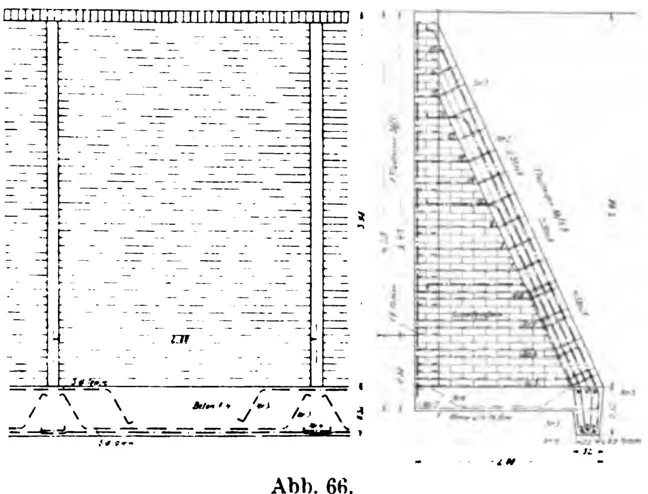


Abb. 66.

Zum Schluß soll die Ausführung einer Stützmauer dieser Querschnittsform besprochen werden, welche insbesondere durch die überaus großen Schwierigkeiten beim Bau der Mauer von Interesse sein dürfte.

Die Hauptstrecke[1]) der Great Northern-Eisenbahn erklimmt 25 englische Meilen westlich der Station Summit Montana V. St. A. die Wasserscheide der Rocky Mountains in einer Höhe von 1565 m. An dieser Stelle läuft die Bahn in halber Höhe eines Steilhanges, der aus losen, in steter Bewegung befindlichen Massen besteht, die ihrerseits auf einer 45° nach dem Tale zu einfallenden Seifensteinschicht ruhen. Bis vor kurzem wurde hier ein unaufhörlicher Kampf mit den Elementen geführt, indem die Gleise die gefährliche Stelle auf einer 135 m langen, hölzernen Jochbrücke überschritten, die stets neu gestützt werden mußte und durchaus keine genügende Sicherheit für Zug und Reisende bot. Im Jahre 1905 hat man nun wohl für immer dem unhaltbaren Zustand ein Ende gemacht, indem eine 72 m lange und 6 m hohe Stützwand aus Eisenbeton errichtet wurde.



Abb. 67.

Die Aufführung dieser Wand begegnete ganz bedeutenden Schwierigkeiten und gelang nur unter dem Aufwande allen Scharfsinnes amerikanischer Ingenieurkunst. Der bauleitende Ingenieur war C. F. Graff. Der nach dem Flusse zu einfallende Seifenstein wird bei feuchter Witterung schlüpfrig und verwittert bei trockenem Wetter und unter dem Einflusse der Sonne zu feinem Grus. Zudem zeichnet

[1]) Zement und Beton 1906.

sich die Gegend durch ausgiebigen Frühjahr- und Herbstregen aus, sowie durch starken Schneefall im Winter. Zwei früher angelegte Stützmauern aus Bruchstein wurden samt ihrer mächtigen Erdhinterfüllung in den Fluß geschoben. In der Abb. 68 sind die Verteilung der Eiseneinlagen und die auf Grund sorgfältiger Berechnungen gewählten Maße des Entwurfs zu sehen. Wie weit, bedingt durch die besonderen örtlichen Verhältnisse, davon abgegangen werden konnte, geht aus dieser Abb. hervor. Im Entwurf war die Höhe der Grundplatte zu 0,60 m angenommen. Bei der Ausführung wurde dieses Maß in Anlehnung an die Bodenverhältnisse weit überschritten, an manchen Stellen um nicht weniger als 3 m. Darum hat man von der Verwendung der in Abb. 68 mit *a* und *b* bezeichneten wagerechten 13 mm starken Stäbe abgesehen, die von Mitte zu Mitte um 15 cm voneinander entfernt gedacht waren. Sie sollten in der oberen Zugzone von 19 mm starken, in 12 cm Abstand liegenden Stäben überkreuzt werden, in der unteren Zugzone auf ebensolchen Stäben ruhen. Nach vorn sollte die Grundplatte in zwei treppenartigen Absätzen in die Tiefe gehen. Die senkrechten Eiseneinlagen *c* sollen eine Rißbildung in wagerechter Richtung infolge senkrechter Spannungen in dem als Platte wirkenden Bauteile verhindern. Sie sind 13 mm stark und 45 cm voneinander entfernt, dabei tief in die Grundplatte hineinreichend und eine wirksame Verankerung dieser mit der Vorderwand bildend.

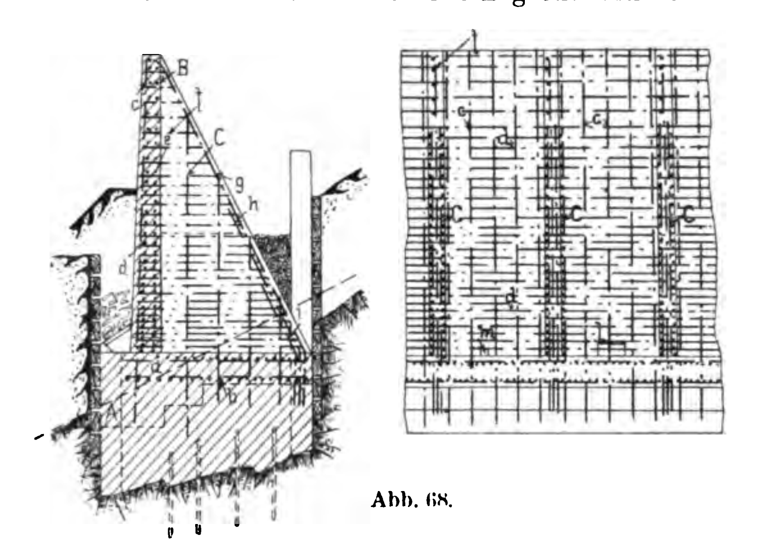


Abb. 68.

Die wagerechten Stäbe *d* und *e* in der Vorderwand sind 13 mm stark und in zwei Reihen innerhalb der vorderen und hinteren Sichtfläche angeordnet. Bis zu einer Höhe von 2,70 m von Oberkante Grundplatte ab gemessen, beträgt ihr senkrechter Abstand 15 cm, für die nächsten 1,80 m 20 cm und für die restlichen 1,5 m 30 cm. Da die Last der Hinterfüllung mit der Tiefe zunimmt, nimmt auch die Zahl der Stäbe an der schiefen Oberfläche der Rippen zu, deren Stärke sich für alle Höhenlagen mit 13 mm gleichbleibt. Die wagerechten Stäbe *f* liegen wieder innerhalb beider Sichtflächen der Rippen und reichen bis nach der Vorderfläche der Stirnwand. Ihr senkrechter Abstand beträgt für die untersten 0,90 m von Oberkante gemessen 12,5 cm, für die nächsten 1,20 m 15 cm, für die folgenden 1,5 m 20 cm, dann auf die restliche Höhe von 2,40 m 30 cm. Außerdem laufen innerhalb der schrägen Rückenfläche ein Stab *g* von der Unterseite der Grundplatte aus bis zur Mauerkrone, zwei Stäbe *h* bis zur halben Höhe und drei weitere Stäbe *i* bis zu $^1/_4$ der Höhe. Alle fünf Stäbe sind 25 mm stark. Endlich sind in jeder Rippe noch senkrechte, 19 mm starke Stäbe vorgesehen, die ebenfalls tief in die Grundplatte eingreifen und paarweise in Abständen von 60 cm angeordnet sind. War durch die Querschnittsform der Stützmauer eine gewisse Gewähr vorhanden, daß sie nicht um ihren Fuß nach vorn umkippen konnte, so wurde ihre Grundplatte doch so tief in

den zuverlässigen Felsgrund eingelassen, mit diesem verzahnt und durch mächtige Dübel verankert. Die Baugrubenverschalung bestand aus 40 cm breiten und 20 cm starken Pfosten und wurde nicht herausgenommen. Nach vorgenommenen Bohrungen ergab sich, daß der Felsgrund im östlichen Teile in 6 m, im westlichen bereits in 1,2 m Tiefe angetroffen wurde. Man konnte nicht daran denken, die ganze Baugrube von 72 m Länge auf einmal auszuschachten, sondern mußte von beiden Enden aus gegen die Mitte zu in 9,6 m langen Teilstrecken vorgehen. Und auch diese Länge war zu groß. Die Breite des Aushubes betrug 5,25 m. Man begann die Arbeit zunächst auf der Ostseite in einer Länge von 4,8 m. Sofort nach dem Abheben der 60 cm starken Deckschicht wurden vier 8 m lange, 40 cm breite und 20 cm starke Hölzer auf beiden Rändern eingebracht und durch schräge Spreizen gegeneinander abgesteift, die mit 2,4 m Abstand angeordnet wurden, so daß je 3 auf eine Pfostenlänge kamen. Indem man diese Pfosten auf beiden Seiten unterhöhlte, in die Höhlung sofort neue Pfosten einlegte und von dem dazwischenliegenden Erdreich zunächst nur so viel herausnahm, um die Schrägspreizen, die weiter unten 30 × 30 cm stark gewählt wurden, eintreiben zu können, gelangte man ohne Zwischenfall bis zu 2 m Tiefe. Jetzt begann man in gleicher Weise mit dem Aushube der nächsten 4,8 m Baugrubenlänge, ging hier ebenfalls erst 2 m tief, um dann die ganzen 9,6 m gemeinsam bis zum Fels auszuheben; die Tiefe des Aushubes betrug hier an der Bergseite 5,7 m, an der Talseite 5,4 m.

Durch eine unglücklicherweise eingetretene längere Regenzeit wurden die Arbeiten ungeheuer erschwert, und es traten zwischen der bestehenden Holzbrücke und der Stützmauer Risse im Boden auf, welche die Tagwässer nur um so rascher auf die Oberfläche des Seifensteins brachten. Die Erdrutschungen gingen so weit, daß 4 Joche der Holzbrücke 1,5 m senkrecht in die Tiefe sanken und dabei 3 m talwärts gingen, so daß der Verkehr auf der Eisenbahn unterbrochen werden mußte. Es wurde daher noch vorsichtiger gearbeitet und die Baugrube nur noch auf einmal in Längen von 4,2 m ausgehoben. Auch wurde jetzt am anderen Ende mit dem Aushube begonnen. Jede Teilstrecke wurde sofort nach Fertigstellung mit Beton angefüllt, wobei die Spreizhölzer immer erst entfernt wurden, wenn der Betonkörper ihre Höhe erreichte. Da aber die eigentliche Stützwand schon ungefähr 3 bis 5 m unterhalb der oberen Bodenkante beginnt, mußten die schrägen Hölzer ersetzt werden. Dies geschah durch senkrechte vierkantige Hölzer, die in 2,4 m Entfernung aufgestellt und durch starke wagerechte Querhölzer miteinander verbunden wurden. Sie wurden ebenfalls im Boden gelassen und dienten mit ihren Querhölzern später als Stützen für die Arbeitsbühne. Die Bereitung des Betons erfolgte durch Handarbeit von 4 bis 5 Arbeitsgruppen im Mischungsverhältnis 1 : 2,5 : 5 in der Grundplatte und 1 : 2,5 : 4 in den mit Eiseneinlagen versehenen Bauteilen. Der Schotter wurde auf einem Kegelbrecher bereitet. Der scharfe Sand mußte mit der Bahn 440 km weit herbeigeschafft werden. Der Baustoffbedarf für die ganze Stützmauer betrug 1500 Faß Zement, 500 m³ Sand und 815 m³ Kies, d. s. zusammen 1052 m³ Beton.

Für eine gute Entwässerung wurden Vorsichtsmaßregeln getroffen. Auch das Einbringen der Hinterfüllung mußte sehr vorsichtig geschehen; so wurden die Räume zwischen den Rippen sorgfältig lagenweise mit reinstem Schotter ausgefüllt.

Der ganze Bau, den die Abb. 69 in seiner Vollendung zeigt, erforderte zu seiner Fertigstellung die Zeit vom 10. Juni 1905 bis 1. Dezember desselben Jahres, also 5 Monate und 20 Tage und kostete insgesamt rund 100 000 Kronen.

Von weiteren ausgeführten Stütz- und Futtermauern in Eisenbeton seien erwähnt: Stützmauer zur Abgrenzung eines Grundstückes in Berlin, Königstraße, Stützmauer für den Durchgang in der Leidschen Straatweg in Utrecht, woselbst dieselbe statisch mit der an ihrer Sohle angebrachten Eisenbetontragkonstruktion zusammenhängt, ferner die Stützmauer für die Gasgesellschaft in Lüttich mit doppelten senkrechten Wänden ausgeführt, eine Stützmauer in Brüssel, woselbst die Sohlplatte auf Holzpfählen aufruht, eine solche zu Seraing, ferner die Stützmauer beim Bau des neuen Rangierbahnhofes der holländischen Eisenbahngesellschaft zu Watergraafsmer bei Amsterdam, ferner jene zu Lausanne, zu Havre (Seine-Inférieure), zu Amiens, zu Roubaix, zu Saint-Valery (Seine-Inférieure), für die Cie des Chemins de fer de



Abb. 69.

l'Ouest, jene zu Buzenval, zu Meaux, zu Paris 24, avenue d'Jena, jene zu Bordeaux, zu Douai, die Futtermauern auf der Linie Paris—Versailles, jene zu Turin, jene für das Palace Hotel zu Nizza von einer Höhe von 15 m und einer Breite der Sohlplatte von nur 3 m, jene zu Garston, Liverpool und Saint Georges in England, jene der Niagara Construction Cie. in Amerika von einer Höhe von 13 m, 6 m Sohlenbreite und 30 cm Stirnwandstärke, ferner die langen Stützmauern auf der Seeseite zu Chicago, jene zu Seattle Wash, V. St. A., jene für das Baden-Wasserreservoir der Wasserwerke von St. Louis, ferner jene in der Fortsetzung des Tunnels unter dem Frachtenbahnhof zu Gallesburg der Chicago-Burlington- und Guiney-Eisenbahn und endlich jene zu Manila auf den Philippinen.

III. Mauern gegen Wasserdruck.

Die durch Wassermassen hervorgerufenen Kräfte sind relativ größer als die durch Wind und Erde. Daher sind auch jene Mauern aus Stampfbeton oder Bruchstein, welche einen einseitigen Wasserdruck auszuhalten haben, die relativ stärksten,

um eben durch ihr großes Eigengewicht ihre Standsicherheit zu gewährleisten. Bei den Entwürfen von Mauerquerschnitten in Eisenbeton wird man wieder trachten, die Winkelform in irgend einer Art zu verwerten. Man muß vermeiden, daß die Grundplatte abgehoben wird infolge von Zugkräften, also wieder dafür sorgen, daß die Resultierende aus Wasserdruck und Eigengewicht innerhalb des mittleren Drittels der Grundfläche verläuft. Im allgemeinen wird man daher eine durchgehende Fundamentplatte anwenden, welche mit der senkrechten Wand durch einzelne Rippen verbunden ist. (Abb. 70). Ist die Tragfähigkeit des Untergrundes eine schlechte, so wird man diese Grundplatte nach vorn zu verlängern. Ist die Tragfähigkeit eine bessere, so wird man nur unter den einzelnen Rippen eine fundamentartige Verbreiterung anordnen. (Abb. 70). Von großer Wichtigkeit bei allen Wassermauern ist es, das Durchsickern des Wassers unterhalb der Fundamentplatte zu verhindern, indem dadurch ein Gegendruck von unten entsteht und zweitens das Gleiten der Fundamentplatte auf dem Untergrunde gefördert wird. Man wird daher stets trachten müssen, eine gute Entwässerung der Fundamentsohle zu erreichen. Außerdem wird es sich empfehlen, die nach vorn ragende Fundamentplatte nach abwärts hakenförmig abzubiegen (Abb. 71), welchen Haken man so lange nach unten fortsetzt, als das schlechte Material anhält, oder es andere Umstände berechtigt erscheinen lassen. Es ist immer angezeigt, bei großen Wassermauern eine Entwässerung anzuordnen, die schliefbar ist, um sich stets von einem Durchsickern zu überzeugen. Man kann auch die Abschlußmauer gegen das Wasser schräg ausführen, und unter Umständen ist dies auch günstiger. Diese Ausbildung (Abb. 71), ist wirtschaftlicher.

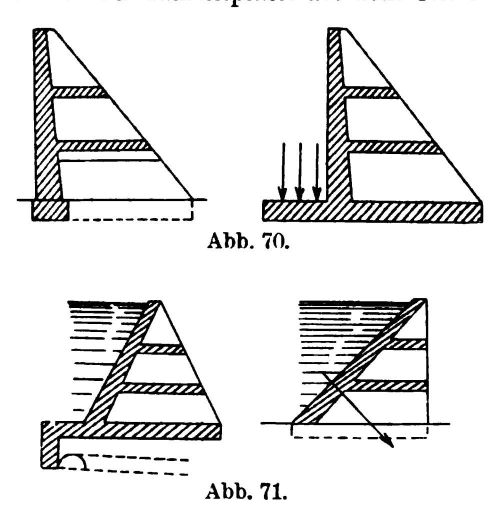

Abb. 70.

Abb. 71.

Am besten empfiehlt sich, diese Neigung unter einem Winkel von rund 60° auszuführen. Bei dieser Anordnung dürfte die Resultierende sowohl bei gefülltem Becken als auch bei leerem Becken immer im mittleren Drittel verbleiben. Was die Armierung dieser vorbesprochenen Mauerweisen anbelangt, so werden die Trageisen der senkrechten oder geneigten Wand in wagerechter Richtung verlaufen. Diese Wand selbst ist wieder als ein in die Rippen eingespannter oder über diese kontinuierlich gehender Träger aufzufassen. Natürlich ordnet man auch hier in senkrechter Richtung gehende Verteilungseisen an. Die Rippen und die Grundplatte haben dieselbe Armierung zu erhalten, wie sie bei den Winkelstützmauern beschrieben worden ist. Bei sehr großen Wasserhöhen geht man zu Gliederungen in Doppel-I-Form über, wie sie in den Kapiteln über Talsperren und Schleusen besprochen werden. Zum Schlusse möge kurz etwas über die Bestimmung des Wasserdrucks erwähnt werden. Der Druck einer tropfbaren Flüssigkeit gegen eine ebene Gefäßwand ist in normaler Richtung gegen dieselbe $P = \gamma \cdot F \cdot z$, wenn γ das Gewicht der Kubikeinheit der Flüssigkeit, F die gedrückte Fläche und z der lotrechte Abstand des Schwerpunktes der gedrückten Fläche von dem Flüssigkeitsspiegel ist. Die Lage des Druckmittelpunkts, nämlich seinen lotrechten Abstand vom Flüssigkeitsspiegel, erhält man aus der Gleichung $z_m = \frac{T}{S}$, worin T das Träg-

heitsmoment, S das statische Moment der Vertikalprojektion der gedrückten Fläche bezogen auf eine im Flüssigkeitsspiegel gelegene Achse bezeichnen.

Alle näheren Angaben und Einzelheiten über ausgeführte Mauern gegen Wasserdruck sind in den Kapiteln über Staumauern und Schleusen zu finden.

IV. Mauern gegen Erd- und Wasserdruck.

Wenn auch Mauern aus Eisenbeton für reinen einseitigen Wasserdruck im Eisenbetonbau sich bisher noch keinen ausschlaggebenden Erfolg erringen konnten, so ist dagegen die Eisenbetonbauweise bei jenen Mauern, welche das Wasser von der dasselbe begrenzenden Erde abgrenzen, eine ziemlich häufige und immer mehr im Zunehmen begriffen. Diese Mauern sind einem wechselnden Wasserdruck einerseits ausgesetzt, anderseits haben sie Erdmassen zu stützen. Sie sind von der Mauerkrone bis zur Höhe des höchsten Wasserstandes als Stützmauern mit trockenem Hinterfüllungsmaterial, von der Fundamentfuge bis auf die Höhe des höchsten Wasserstandes als Stützmauern mit durchweichtem Hinterfüllungsmaterial zu berechnen, wobei alsdann für den Teil von Fundamentfuge bis Niederwasserhöhe der vor der Mauer wirkende Wasserdruck in Abzug gebracht werden kann.

Bei allen diesen Mauern wird daher eine Kombination von verschiedenen früher erwähnten Mauerweisen eintreten.

Da die Herstellung des Eisenbetons unter Wasser wirtschaftlich infolge des Verdrängens des Wassers aus der Baugrube sich äußerst ungünstig stellt, sonst ohne Wasserverdrängung praktisch unmöglich ist, so wird man danach trachten, den Eisenbeton meistens erst oberhalb Niederwasser in Anwendung zu bringen, ausgenommen solche Eisenbetonteile, welche an anderer Stelle fertig erzeugt werden und erst später an der Baustelle unter Wasser versetzt werden, wie liegende und stehende Eisenbetonplatten und Eisenbetonpfähle. Um die Standfestigkeit solcher Mauern sicherzustellen, wird man bestrebt sein, entweder Pfähle aus Holz, Eisen oder Eisenbeton bis auf den tragfähigen Grund zu treiben, oder man wird das Mauerwerk unterhalb Niederwasser aus Stampfbeton oder anderen Baumaterialien herstellen.

Man kann diese Mauern nach der Art ihrer Herstellung einteilen in:

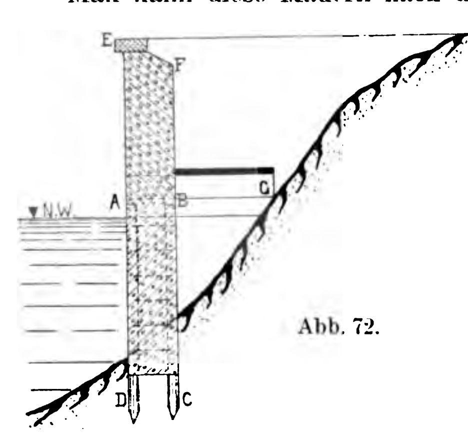


Abb. 72.

1. solche, welche aus einer mehr oder weniger schwach geneigten Wand bestehen, welche zwischen Pfählen gehalten wird und welche in ihrem oberen Teile in das Hinterfüllungsmaterial verhängt werden muß, um dem Schube des unten wirkenden Erddrucks entgegenzuwirken.

Diese Mauern nennt man **verhängte oder verankerte Mauern.**

2. Man kann ferner eine durch Pfähle gesicherte Stampfbetonmauer bis etwas über Niederwasser herstellen und bildet, ähnlich wie es auf Seite 120 beschrieben wurde, eine nach rückwärts ragende Kragplatte aus Eisenbeton aus, welche wieder das über ihr lastende Erdgewicht mit in die Standfestigkeit der Mauer zieht (Abb. 72). Sind die Pfähle geschlagen und die Mauern $ABCD$ hergestellt, so wird die Kragplatte ABG ausgeführt, auf welche die aufgehende Mauer $ABEF$ aufgesetzt wird.

3. Man stellt auf eine bis Niederwasserhöhe ausgeführte Stampfbetonmauer eine Winkelstützmauer auf (Abb. 73).

4. Man errichtet eine Winkelstützmauer auf Eisenbetonpfählen, welche bis zur Nieder- oder besser Mittelwasserhöhe geschlagen werden, wovon der wasserseitige Pfahl auf Druck, der landseitige Pfahl auf Zug beansprucht wird (Abb. 75).



Abb. 73.

Ihrer Anwendung nach kann man diese Mauern einteilen in:

a) Ufermauern, welche mehr oder weniger den Zweck haben, ein Herabrutschen des Erdreichs zu verhindern, also eine Art Ufersicherung darstellen;

b) Hafen- und Kaimauern, an welchen besondere Vorrichtungen getroffen werden müssen, um die Schiffe und Fahrzeuge in ihrer Lage festzuhalten;

c) Ladebrücken und -Kais in größeren Hafenanlagen, welche einerseits schon mit konsolartiger Ausbildung bestehender oder neuer Mauern ausgebildet werden, um Rollbahngleise und Krane tragen zu können;

d) anderseits aus Eisenbetontragkonstruktionen bestehen, die auf Pfählen aufruhen.

Die eingehendere Besprechung aller dieser Mauern findet sich im Kapitel Kaimauern.

Bei dieser Gelegenheit möge etwas über die Ausbildung und Berechnung von verankerten Mauern angegeben werden. Nach Prof. Möller kann man sowohl die Mauer mit dem Hinterfüllungsmaterial verankern, als auch Ankerungen innerhalb des Hinterfüllungsmaterials anordnen. Verwendet man eiserne Anker, so wird man diese bis in die Wand hineinführen. Eine Verankerung im Hinterfüllungsmaterial kann auch durch Lagen aus Busch gebildet werden. Die Faschinen entsprechen dabei in ihrer Längsrichtung der Längsrichtung der Anker, welche sie ersetzen. Sie sind also senkrecht auf die Wand anzuordnen. Für die oberen Schichten liegt die Hauptgleitebene näher der Wand. Man wird daher die Packung vorn bis an die Wand heranführen. Der Busch muß zu beiden Seiten der Hauptgleitebene hinreichend weit in das Erdreich hineinfassen. Dann ist für alle Höhenschichten der Wand der Vorteil eines verminderten Erddrucks erreicht. Bei Anordnung von Ankern lassen sich folgende Grundsätze aussprechen:

1. Die Größe des aktiven Erddrucks wird durch Anker, die nur bis an die Hauptgleitebene herangeführt oder noch kürzer gehalten sind, nicht gemindert.

2. Der Erddruck sinkt auf einen kleineren Betrag, wenn die Anker über die Gleitebene weiter ins Erdreich reichen.

3. Der Erddruck erreicht den Wert 0, wenn die Verankerung des ganzen Erdreichs bis an die natürliche Böschung erfolgt.

Handelt es sich um solche verankerte Mauern, welche gegen reinen Erddruck ohne Wasser ausgebildet werden sollen und welche mit ihrem Fundament bis zu einer gewissen Tiefe von beiden Seiten mit Erde umgeben sind, so kommt Professor Möller auf folgende Ergebnisse:

1. Kurze Anker, welche nur höchstens bis zur Hauptgleitebene reichen, bedingen eine Gründung so tief, als wenn die Anker nicht vorhanden wären. Sie erhöhen aber die Standsicherheit der Stützwand gegen die Gefahr des Kippens und ermög-

lichen die Zulassung eines geringeren Gewichtes der Wand und geringerer Stärkeabmessungen.

2. Lange Anker führen zu einer Verminderung der Gründungstiefe und also auch der Gründungskosten. Im Grenzfall, wenn die Anker bis über die natürliche Böschung in das Erdreich hineinreichen, fällt der aktive Erddruck als äußere Kraft ganz fort. Dann wird die theoretisch erforderliche Gründungstiefe Null.

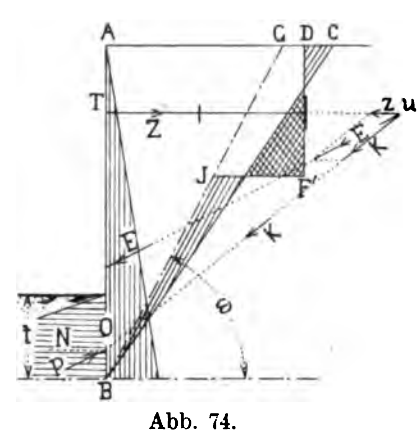


Abb. 74.

Der in der Praxis am meisten vorkommende Fall ist längere Anker, geringere Gründungstiefe. In der Abb. 74 sei BG die Hauptgleitebene und der Anker greife über diese Hauptgleitebene ein. Es wird nun der Körper $DFJB$ gleiten. Zwecks Vereinfachung wird zuerst eine Linie BC so gesucht, daß der neue Gleitkörper ABC dem Gleitkörper $ADFJBA$ inhaltsgleich werde. Es müssen zu diesem Zwecke die schräg schraffierten Flächen gleich der kreuzschraffierten Fläche gemacht werden. Unter der Annahme, daß sich innerhalb des Keiles ABC Gleitebenen ausbilden, wirkt der volle Erddruck E gegen die Wand, wie er aus Tabellen entnommen werden kann. Dieser Erddruck E veranlaßt bei O und T Auflagerkräfte, von welchen die obere die Ankerspannung Z, die untere den passiven Erddruck P bildet. Es berechnet sich Z aus der Momentengleichung der Kräfte Z und E, bezogen auf den Drehpunkt O. Durch Zerlegung der Kraft E am Schnittpunkt u von Z und E findet sich z. B. der Auflagerdruck K in einfacher Weise. Die Zerlegung von K in K_x und K_y hat so zu erfolgen, daß K_x von der Normalen N in O errichtet nur höchstens um den Reibungswinkel φ abweicht, K_y parallel der Wand gerichtet, geht unten bei B noch in den Boden. K_x wird durch den passiven Erddruck P aufgenommen und wird durch die Wand, als Balken wirkend, nach O übertragen. Es ist nun der passive Erddruck P so groß und die Gründung t so tief zu wählen, daß $P > K_x$ wird. Es empfiehlt sich, zweifache Sicherheit zu erstreben. Das wird erreicht, wenn bei Zusammensetzung der Kräfte $2K_x$, P und $2K_y$ die resultierende Mittelkraft R mit dem Lot den Reibungswinkel φ einschließt, so daß ein Ausrutschen der Wand am Fuße bei dieser Verdopplung des aktiven Erddrucks nicht eintritt, sondern gerade noch Gleichgewicht herrscht. Natürlich muß auch die Wand die Biegungsmomente aufnehmen können, welche durch die Kräfte des Erddrucks E, der Ankerspannung Z und des passiven Erddrucks P erzeugt werden. Wie man sieht, eignet sich daher für verankerte Mauern kein anderes Material als der Eisenbeton.

Zu erwähnen wäre noch, daß das Eisen der Anker, mit 1000 kg/cm² beansprucht, im Durchmesser wegen einer sich bildenden Rostbildung um 2 mm stärker zu nehmen ist oder am sichersten mit einer Betonhülle zu versehen wäre.

Als ein Beispiel zu 4 möge die statische Untersuchung der Eisenbetonvorsetze in Malchin i. M. erwähnt werden, wie dieselbe von Ing. Deimling der Aktiengesellschaft für Hoch- und Tiefbauten in Frankfurt a. M. durchgeführt wurde. Dieses Objekt besteht aus Böcken in Entfernungen von 4,97 m als Unterbau, auf welchen Böcken eine Winkelstützmauer ruht. In Fortsetzung der oberen Stirnwand dieser Winkelstützmauer wurden gegen abwärts bis zu einer Tiefe von 1,80 m unter die Flußsohle stehende Eisenbetonplatten versetzt von einer Breite von 0,934 m und

einer Stärke von 16 cm. Diese Eisenbetonplatten sind sowohl gegenseitig, als auch mit den vorderen Eisenbetonpfählen verzahnt. Jeder Bock besteht aus einem vorderen Druckpfahl 30 × 50 cm und einem rückwärtigen schrägen Zugpfahl 25 × 30 cm. Die jeweilige Rippe der Winkelstützmauer befindet sich immer in der Ebene dieses Bockes.

Die statische Untersuchung ist für einen Bock durchgeführt unter Zugrundelegung folgender Werte:

spez. Gewicht der Erde über Mittelwasser 1800 kg/m³,
spez. Gewicht der Erde unter Mittelwasser 1000 kg/m³,

natürlicher Böschungswinkel $\varphi = 30^{\circ}$, Reibungswinkel zwischen Erdreich und Beton $\delta = 10^{\circ}$, Eigengewicht des Betons über Wasser 2400 kg/m³, unter Wasser 1900 kg/m³, Auflast 1800 kg/m³ gleich 1 m Druckhöhe.

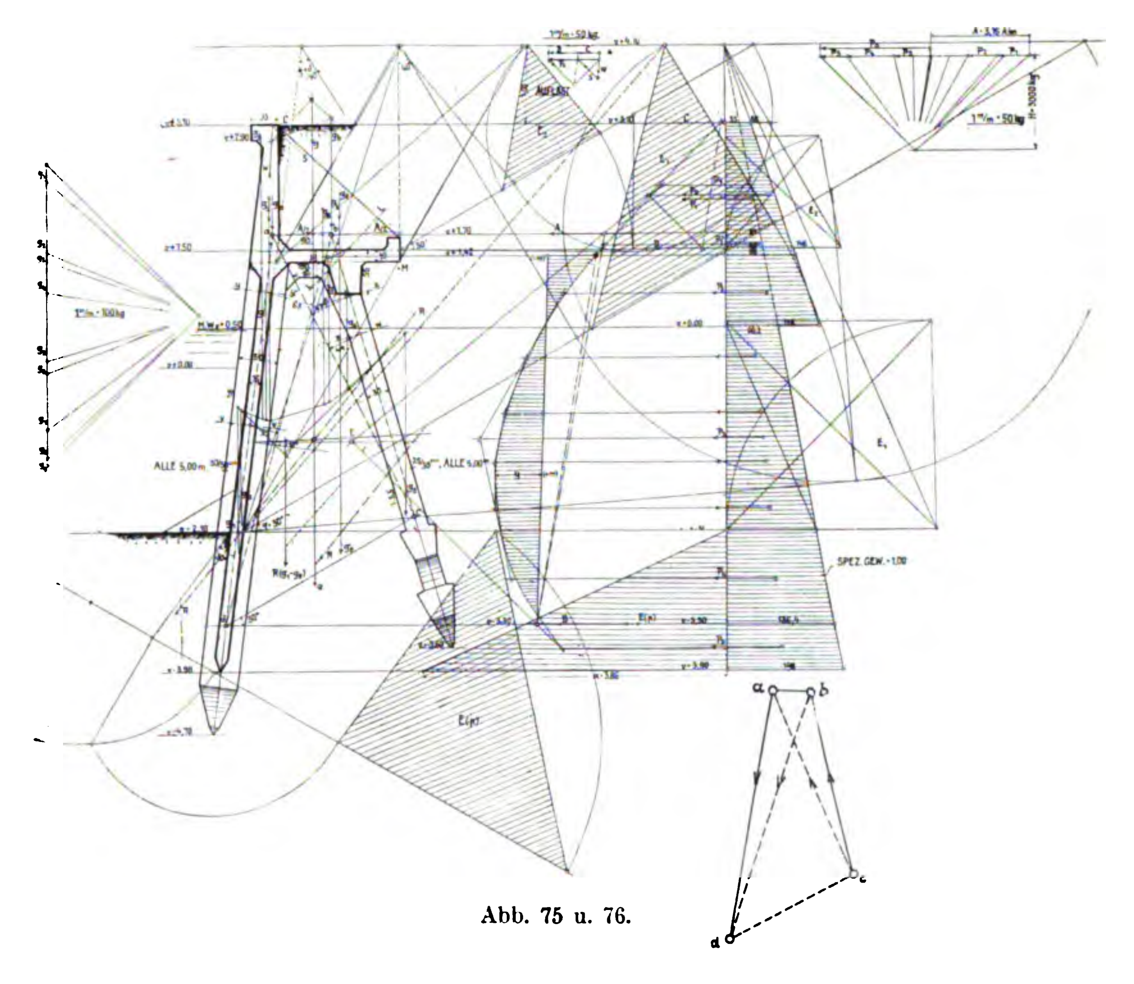


Abb. 75 u. 76.

Wie aus Abb. 75 zu sehen ist, wurde vorerst der Erddruck auf die durch M senkrechte Ebene nach dem bekannten zeichnerischen Verfahren ermittelt, und ist das entsprechende Erddruckdreieck in E_1 zu sehen. Dieses Erddruckdreieck wurde auf die gesamte Höhe der Stirnwand aufgeteilt, wobei zu berücksichtigen ist, daß das spez. Gewicht der Erde unter Mittelwasser von 1,8 t/m³ auf 1 t/m³ herabsinkt, daher auch dort ein Sprung in den Erddruckordinaten ersichtlich ist.

Ebenso wurde auch das Erddruckdreieck des passiven Erddrucks zeichnerisch ermittelt; dieses ist in E_p zu sehen.

a) Berechnung des Bockgerippes.

Dasselbe ist in der Abb. 76 zu sehen. Es ist nun zu untersuchen, welche Kräfte in diesem schematisch gezeichneten Gerippe auftreten. Das auf eine senkrechte Ebene umgezeichnete Erddruckdreieck wurde in einzelne Kräfte aufgelöst, und zwar:

$$P_1 = \frac{0,33 + 0,88}{2} \times 1,68 = 1,016 \text{ t für 1 m}$$

$$P_2 = \frac{0,88 + 1,19}{2} \times 0,92 = 0,953 \text{ „ „}$$

$$P_3 = \frac{0,662 + 1,14}{2} \times 2,60 = 2,340 \text{ „ „}$$

$$P_4 = \frac{1,14 + 1,364}{2} \times 1,20 = 1,505 \text{ „ „}$$

$$P_5 = \frac{1,364 + 1,48}{2} \times 0,6 = 0,853 \text{ „ „}$$

$$\Sigma P = 6,667 \text{ t für 1 m.}$$

Aus diesen wagerecht wirkenden Kräften P wurde das zugehörige Seilvieleck gezeichnet. Alle diese Kräfte erzeugen in den Punkten ab und d des Gerippes Auflagergegenkräfte, welche sich durch Zeichnen der Schlußlinie ergeben mit $A = 3,15$ t für 1 m und B (von P_2 bis P_5) $= 3,475$ t für 1 m. Diesem Auflagerdruck B entspräche eine Endordinate des entgegenwirkenden Erddruckdreiecks von $\alpha = \frac{3,475 \times 2}{1,8} = 3,86$ m. Der passive Erddruck beträgt

$$E_2 = \frac{3,38 \times 3,35}{2} \times 1,0 = 5,66 \text{ t für 1 m,}$$

daher
$$E_2 > B \text{ und } \frac{E_2}{B} = 1,63 = s > 1.$$

Es wurden ferner die Gewichte der einzelnen Objektteile ermittelt

$g_1 = 0,30 \times 0,50 \times 5,0 \times 1,4$	1,050 t	auf	5 m	Mauerlänge
$g_2 = 0,16 \times 4,70 \times 4,36 \times 1,4$	4,580 „	„	5 „	„
$g_3 = 0,19 \times 0,24 \times 5,0 \times 2,4$	0,55 „	„	5 „	„
$g_4 = (0,30 \times 0,50 + 0,16 \times 4,70) \times 0,93 \times 2,4$ . . .	2,010 „	„	5 „	„
$g_5 = \frac{0,33 + 0,12}{2} \times 1,6 \times 5,0 \times 2,4$	4,320 „	„	5 „	„
$g_6 = \frac{0,15 + 1,60}{2} \times 0,25 \times 1,53 \times 2,4$	0,800 „	„	5 „	„
$g_7 = 5,00 \times 2,00 \times 0,15 \times 2,4$	3,600 „	„	5 „	„
$g_8 = (0,4 \times 0,25 \times 0,9 + 4,75 \times 0,36 \times 0,40) \times 2,4$	1,860 „	„	5 „	„
$g_9 = 4,40 \times 0,25 \times 0,30 \times 1,4$	0,460 „	„	5 „	„
$g_E = 1,53 \times 1,60 \times 1,8 \times 4,75$	21,2 „	„	5 „	„

$$G = \Sigma_1 g = 40,43 \text{ t auf 5 m Mauerlänge}$$

oder auf 1 m Mauerlänge $= 8,086$ t. Hierin bezeichnen g_1 das Gewicht des Druckpfahles unter Wasser, g_2 das Gewicht der Spundwand unter Wasser, g_3 das Gewicht des Mauergesimses, g_4 das Gewicht des Druckpfahles und der Spundwand über

Wasser, g_5 das Gewicht der Stirnwand der Winkelstützmauer, g_6 das Gewicht der Rippe der Winkelstützmauer, g_7 das Gewicht der Fundamentplatte, g_8 das Gewicht des Längs- und Querbalkens unter der Fundamentplatte, g_9 das Gewicht des Zugpfahles, g_z das Gewicht des über der Fundamentplatte ruhenden Erdkörpers. Dieses G setzt sich mit dem Erddruck E zu einer Resultierenden zusammen, wie in der Abb. 75 ersichtlich $R = 10,7$ t für 1 m.

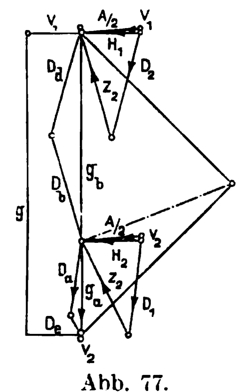


Abb. 77.

Die Zerlegung der Kräfte in die einzelnen Teile des Bockgerippes ist im Kraftplane (Abb. 77) zu sehen. Das Gesamteigengewicht teilt sich in einen Teil, der in a, und einen anderen, der in b wirkt, $g = g_a + g_b$, $g_a = 2,536$ t, $g_b = 5,55$ t, $A = 3,15$ t; dieses teilt sich in $\frac{A}{2}$ in a und $\frac{A}{2}$ in b, unter dem Reibungswinkel von 10° angreifend.

$\frac{A}{2}$ zerlegt sich jeweils in V_1 (bezw. V_2) $= 0,8$ t und H_1 (bezw. H_2) $= 1,56$ t, H_1 wird in Richtung bd und bc zerlegt in

$$Z_2 = 2,95 \text{ t} \quad \text{und} \quad D_2 = 2,95 \text{ t},$$

$g_b + V_1$ wird zerlegt in $D_d = 2,9$ t und $D_b = 2,95$ t, H_2 wird in Richtung ad und ac zerlegt in

$$Z_1 = 2,90 \text{ t} \quad \text{und} \quad D_1 = 2,60 \text{ t},$$

$g_a + V_2$ wird zerlegt in $D_a = 2$ t und

$$D_c = 0.65 \text{ t}.$$

Demnach erhalten

$$bd = D_d + D_2 = 2,9 + 2,95 = 5,85 \text{ t für 1 m (Druck)}$$
$$bc = D_b - Z_2 = 2,95 - 2,95 = 0,00 \text{ „ „}$$
$$ad = D_a + D_1 = 2,00 + 2,60 = 4,60 \text{ „ „ (Druck)}$$
$$ac = D_c - Z_1 = 0,65 - 2,90 = -2,25 \text{ t „ (Zug).}$$

Für diese in der Richtung ac wirkende Zugkraft wurden nun für die Querschnitte LL, xx, ww mit den entsprechenden Hebelarmen von 0,80, 0,477 und 0,44 m die Momente gerechnet und sind die Spannungen nach der Methode für exzentrisch wirkende Kräfte zu ermitteln. Der vordere Pfahl ist nur auf Druck beansprucht.

b) Berechnung der Winkelstützmauer.

Für diese wurde nach demselben Verfahren das Erddruckdreieck E_2 ermittelt und der Erddruck $P_0 = \frac{0,56 + 1,46}{2} \times 1.60 = 1.62$ t für 1 m.

Diese Kraft erzeugt wiederum in C und D Gegenkräfte, welche sich zerlegen in $C = 700$ kg und $D = 920$ kg. C zerlegt sich wieder in $W = 600$ kg, welche in der Wandrichtung wirkt, und $S = 875$ kg, welche als Zugkraft von den am äußeren Rande der Rippe liegenden Eisen aufzunehmen ist.

c) Berechnung der Spundwand.

Für die Spundwand ergibt sich infolge der angreifenden Erdkräfte P die Momentenlinie, wie diese in der Abb. 75 ersichtlich ist. Als größtes positives wie auch negatives Moment tritt auf $M = H \cdot y = 1.755$ kgm für lfd. m Wand. H bedeutet die Polentfernung im Kraftplane der P.

Es wurden hier nur die äußeren Kräfte ermittelt, aus welchen sich dann leicht nach einer der bekannten Methoden die inneren Spannungen ermitteln lassen. In der Abb. 78 sind Einzelheiten und Armierungen der verschiedenen Objektsteile zu sehen.

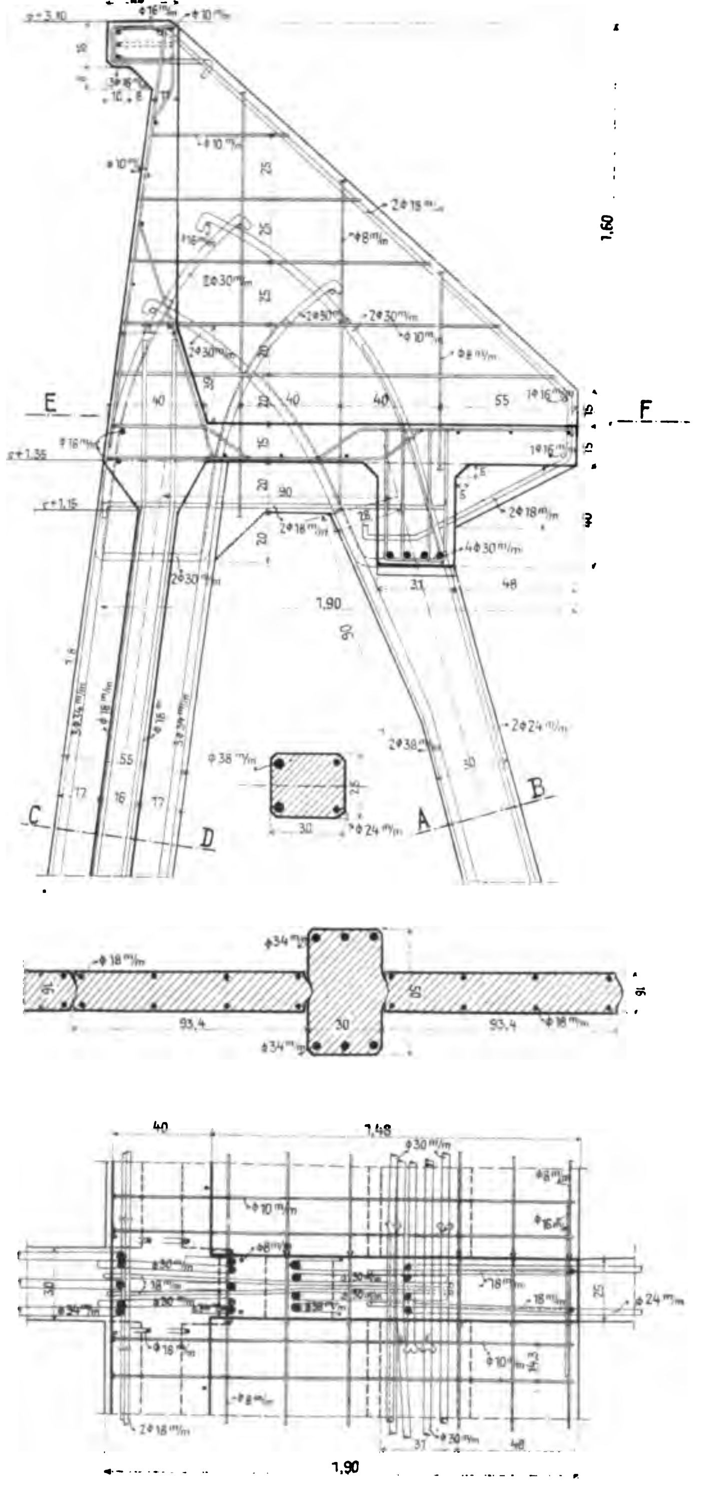


Abb. 78.

Rekonstruktionen von Mauern.

Im Anhang an das Kapitel über Mauerwerksbau möge etwas über Rekonstruktionen von Mauern unter Anführung einiger derartiger Beispiele erwähnt werden. Es wurde bereits auf Seite 120 eine Art angegeben, wie man bestehende Mauern aus Stampfbeton und Bruchstein für größere Höhen tragfähig macht. Im allgemeinen wird eine bestehende Mauer rekonstruiert werden: a) um ihre Tragfähigkeit zu erhöhen, b) um die Dauerhaftigkeit gegen äußere Einflüsse, insbesondere gegen fließendes Wasser zu gewährleisten oder zu erhöhen.

Die Tragfähigkeit von bestehenden Mauern kann erhöht werden:

1. Durch Anbringung von auskragenden Eisenbetonplatten oder Plattenbalken, welche in die bestehende Mauer eingespannt werden und welche durch das über ihnen ruhende Erdgewicht ein Verschieben der Resultierenden der äußeren Kräfte gegen das innere Drittel bewirken.
2. Durch Anordnung einer Winkelstützmauer mit oder ohne Rippen,

deren wagerechter Schenkel über die unterhalb befindliche Mauer ragt, wodurch derselbe Zweck wie in 1 erreicht wird.

3. Durch Verstärkung der Mauer, welche Verstärkung schmatzenartig mit der bestehenden Mauer verbunden wird und außerdem durch eiserne Anker in irgend einer entsprechenden Form versichert wird.
4. Durch Entlastung der Mauer (bei Erdmauern) vom seitlichen Erddruck dadurch, daß man in das Hinterfüllungsmaterial entweder Anker, wie dieselben auf Seite 149 u. 150 beschrieben wurden, oder Hohlräume mit Eisenbetontragkonstruktionen anordnet.

Beschreibung einiger typischer Fälle:

Kaimauer längs des Schiekolks in Holland (Abb. 79). Hier befand sich schon eine ziemlich baufällige alte Kaimauer. Dieselbe wurde auf 2,70 m Tiefe, von der Mauerkrone an gemessen, abgetragen, und an ihre Stelle wurde auf die unterhalb noch 1,2 m starke massive Mauer eine Winkelstützmauer aufgesetzt, deren wagerechte Schenkel die ziemlich große Breite von 5 m hatten. Diese Breite wurde deshalb so groß gewählt, um die Gesamtresultierende nach rückwärts zu rücken und so die vorderen Holzpfähle, welche ebenfalls schon baufällig waren, zu entlasten.

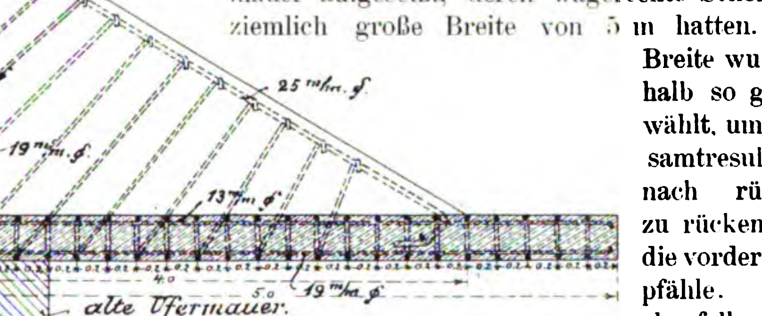


Abb. 79.

Verstärkung der Scheidemauern des Quindero-Bassins der Wasserwerke von Kansas (Abb. 80, 81, 82). Wie aus der Abb. 81 zu ersehen ist, hatten diese Scheidemauern in ihrem Inneren zwei schliefbare Leitungen von 90 cm Breite und 1,8 m Höhe. Ebenso ist auch die Drucklinie für einseitig gefülltes Becken zu sehen, woraus auch einleuchtet, daß diese Mauer auf der Wasserseite durch übergroße Zugkräfte überansprucht wurde und Risse daselbst erlitt. Es mußten daher diese Mauern einer gründlichen Rekonstruktion unterworfen werden, die auch Herr Ing. W. Kiersted ausführte. Es wurde vor allem die untere

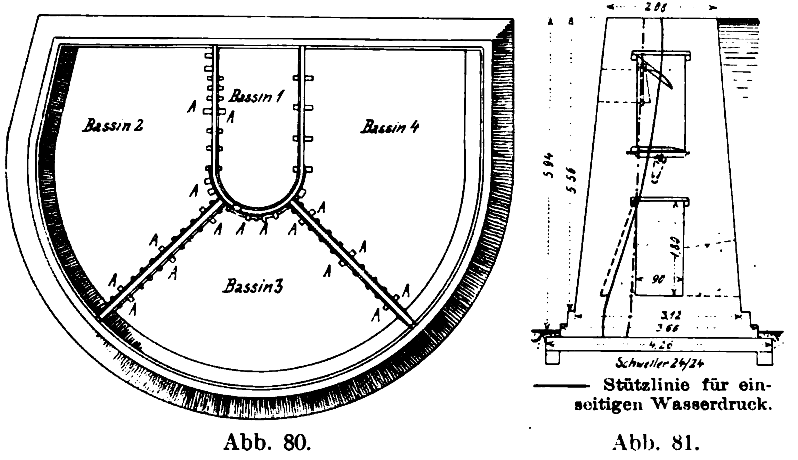


Abb. 80. Abb. 81.

schliefbare Leitung aufgelassen und für dieselbe eine Ersatzleitung angeordnet. Dieser Hohlraum wurde später mit Stampfbeton ausgefüllt. Von Stelle zu Stelle wurden in die bestehende Mauer Löcher gemacht, welche zur Auflagerung von Profileisen dienten, deren unteres (Abb. 82) bis in die Betonmasse der früheren schliefbaren Leitung hineinreichte. Diese Eisen wurden mittels eiserner Anker gegenseitig, als auch mit dem neuen Fundamentklotz verankert, wie dies in Abb. 82 zu sehen ist, und welches den Zweck hat, daß die hinzugefügten neuen Verstärkungen sich möglichst vollkommen mit der bestehenden Mauer zu einem ganzen Profil vereinigen.

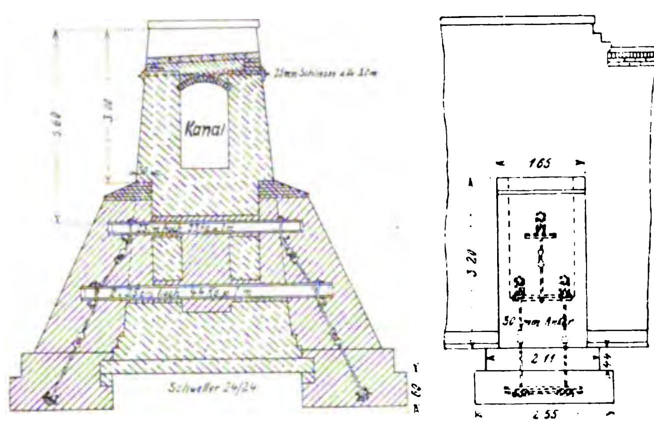


Abb. 82.

Rekonstruktion der Betonstützmauer in der Stadt Pueblo im Staate Colorado der V. St. A.[1]) Diese Stützmauer hatte eine Höhe von 10,8 m und eine Länge von 24 m. Die Breite am Fuße betrug nur 2,25 m, an der Mauerkrone 0,75 m.

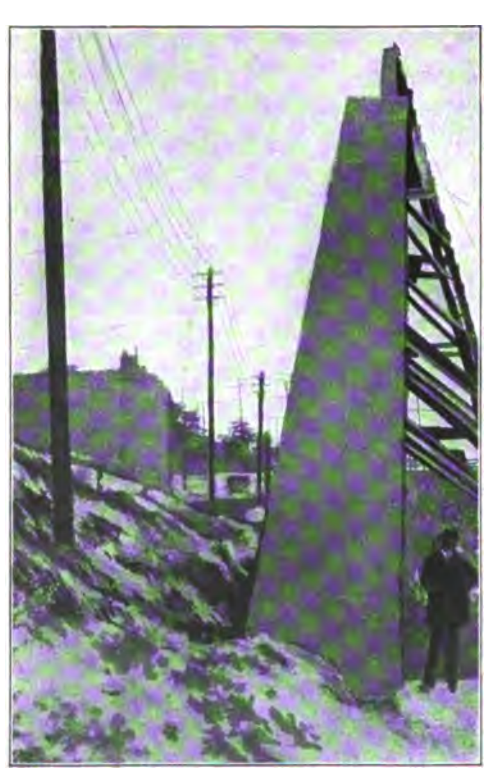


Abb. 83.

Diese Mauer stand auf einer Grundplatte von 2,4 m Breite und 1,2 m Stärke auf. Mit dieser Grundplatte ging man nur 2,1 m in die Tiefe; der Untergrund war auch kein besonders tragfähiger, so daß sich diese Mauer bald nach einer Seite zu senkte, wie dies aus Abb. 83 zu ersehen ist. Herr Ingenieur Lindsay Duncan aus Denver wurde beauftragt, die Mauer wieder aufzurichten und weitere einseitige Senkungen unmöglich zu machen. Es wurde zunächst die Rückseite der Mauer abgestützt. Sodann wurden längs der beiden Seiten 1,8 m tiefe und 1,2 m breite Gräben ausgehoben und mit einer Holzbürstenwand versehen. In jeden dieser Gräben wurden Eisenbetonpfähle *a*, Abb. 84, getrieben, auf der Vorderseite 75 cm, rückwärts 1,50 m voneinander entfernt.

Ihre Kopfenden wurden ungefähr 60 cm unterhalb der Grundlinie der Bodenplatte mit Beton abgeglichen. Nun begann der schwierigste Teil der Arbeit. Die Grundplatte wurde in Streifen von 1,8 m von Graben zu Graben unterhöhlt und sofort jeder Streifen mit Beton 1 : 3 : 6 ausgefüllt, der außerdem durch 25 mm starke Eisen-

[1]) Zement und Beton, 1906.

einlagen b in Abständen von 30 cm armiert wurde. Es wurde dabei so verfahren, daß zwischen zwei Streifen immer ein ebenso breiter Damm stehen blieb, welcher später ebenfalls durch Eisenbeton ersetzt wurde. Über die rückwärtige Pfahlreihe wurden ebenfalls zwei 25 mm starke Eiseneinlagen c gebettet. So wurde eine durchgehende Eisenbetonplatte von 1,20 m Stärke und 4,8 m Breite erzielt, welche auf den beiden Pfahlreihen aufruhte. Nun wurde die schiefe Mauer auf ihre neue Unterlage gebracht. Dies geschah durch Ausspülung des schmalen keilförmigen Tonstreifens, der noch zwischen der alten und neuen Grundplatte lag Gleichzeitig wurde auch von der Rückseite durch Winden der Bewegung nachgeholfen. Die wagerechte Fuge zwischen dem alten und neuen Beton wurde mit dünnflüssigem Zementmörtel ausgegossen. Es mußte nun noch die Grundplatte verbreitert werden; dies geschah, wie in Abb. 84 zu sehen ist, lippenförmig nach rückwärts. Hierauf wurde die Rückseite gut aufgerauht, genäßt und in eine hierauf aufgetragene 10 cm starke fette Betonschicht Rundeisenstäbe c von 38 mm Stärke in 60 cm Entfernung eingebettet, die die Zugspannungen aufnehmen sollten, an ihrem oberen Ende nach vorwärts abgebogen und hier durch 25 mm starke und 25 cm lange und breite Platten d verankert wurden. Auf der Vorderseite wurden Stützpfeiler f angeordnet, die mit der alten Betonmasse durch viermalige 15 cm breite Verzahnung und durch je zwei rechtwinklig abgebogene 13 mm starke Eisen g verankert wurden. Diese Pfeiler sind 45 cm breit und in einem Abstande von 1,50 m angeordnet.

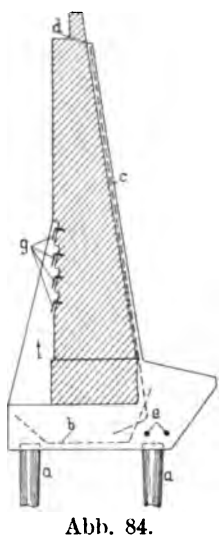


Abb. 84.

Rekonstruktion des Kais Gambetta in Boulogne. Diese Kaimauer, welche aus Bruchsteinmaterial hergestellt ist, zeigte verschiedene kleine Bewegungen und Deformationen, welche wahrscheinlich von unterirdischen Wasserläufen herrührten. Da diese Formänderungen immer mehr zunahmen, sah man sich genötigt, diese Kaimauer von dem dahinter befindlichen Hinterfüllungsmaterial zu entlasten. Da hinter dieser Mauer eine Straße mit lebhaftem Verkehr lag, entschloß man sich, an Stelle einer neuen Erdanfüllung eine Eisenbetontragkonstruktion herzustellen, wie solche in Abb. 85 zu sehen ist, und welche von der Mauer vollständig unabhängig ist. Diese Tragkonstruktion besteht aus einer Plattenbalkendecke, deren Hauptbalken auf je einer Reihe von drei Eisenbetonpfählen aufruhen, und deren Abschluß gegen die Kaimauer konsolartig ausgebildet ist, so daß daselbst kein Auflagerdruck erzeugt wird.

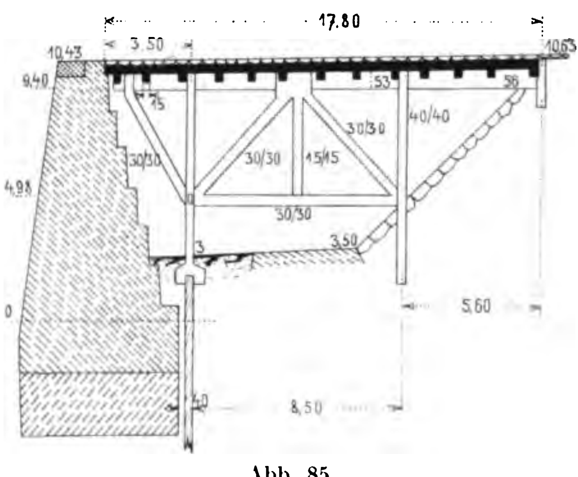


Abb. 85.

Zum Schluß möge die Rekonstruktion einer Trockenmauer, die zugleich als Ufermauer dient, beschrieben werden. Es ist dies die Trockenmauer in der Nähe des Taxenbacher Tunnels, welche vom Hochwasser der Salzach im September 1903

durch starke Geschiebe- und Holzführung in einer Länge von fast 100 m aufgerollt wurde und dadurch eine mehrwöchentliche Verkehrsstörung verursachte; die Länge der zwischen den Stationen Schwarzach—St. Veit—Taxenbach befindlichen Trockenmauern beträgt ungefähr 10 km. Da nun diese Auswechslung durch Mörtelmauern nebst der Schwierigkeit, das notwendige Steinmaterial auf dem an und für sich schmalen, dem Flußlauf abgerungenen Bahnplanum abzulagern, noch eine weite Zufuhr des brauchbaren Steins bedingte, da ferner infolge des schlechten Bauzustandes dieser Trockenbauten, die in manchen Teilen sich nur als eine Abrollierung mit großen Steinen erwiesen, die Notwendigkeit eintrat, ein einmal in Angriff genommenes Stück in seiner ganzen Länge zur Auswechslung zu bringen, und schließlich jede dieser Auswechslungen eine Behinderung des Betriebes wegen der in der Baustrecke notwendigen Langsamfahrt bedingte, so erscheint das Streben der bauausführenden k. k. Staatsbahndirektion Innsbruck erklärlich, eine Bauweise zu finden, die die genannten Übelstände nicht besaß und, wenn möglich, noch den Vorteil großer Wirtschaftlichkeit mit sich brachte. Diese Bauweise scheint in der Anwendung einer Eisenbetonplatte gefunden zu sein, wie sie in der gegenständlichen Versuchsstrecke von der Unternehmung Westermann in Innsbruck zur Ausführung gebracht wurde und sich als eine Abdeckung der bestehenden Trockenmauer erweist, die keine oder nur sehr wenig tragende Eigenschaft besitzt. In Abb. 86 ist der Querschnitt der Mörtelmauern dargestellt, wie sie längs der Salzach im allgemeinen zur Ausführung gelangen. Die vordere und rückwärtige Mauerfläche entspricht auch so ziemlich den Ausmaßen der bestehenden Trockenmauern, deren Fuß jedoch nur durch einen Steinwurf, nicht aber durch einen auf Piloten gestellten Betonklotz geschützt erscheint. In Abb. 87 ist der Vorgang veranschaulicht bei Herstellung einer Eisenbetonkonstruktion. Nach erfolgter Pilotierung und Herstellung des Betonfußes, in welchen bereits die Längseisen der Verkleidungsplatte eingreifen, wurde über die Oberfläche der Trockenmauer ein Eisennetz von 12 mm starken Rundeisen von 20 cm Quadratseite verlegt. Eine entsprechende Schalung ermöglicht die Einbettung dieses Netzwerkes in eine rund 20 cm starke Platte, wobei auf ein ordentliches Eindringen des Betons in die Fugen des Trockenmauerwerks Bedacht genommen wurde. Alle 5 m wurde letzteres, zwecks Einführung der Armierung auf rund 1 m Tiefe aufgerissen, so daß die Platte einen

Abb. 86.



Abb. 87.

guten Verbund mit dem bestehenden Mauerwerk erhält. Die Kosten dieser Konstruktion belaufen sich insgesamt auf ein Längenmeter bei 13 m Breite der Betonabdeckung auf 200 Kronen, ein Betrag, um den ungefähr auch 1 lfd. m Mörtelmauer samt Betonfuß und Pilotage herzustellen ist. Der Vorteil dieser Konstruktion liegt aber im vorliegenden Falle in der unbeschränkten Fortführung des Betriebes. Die bisherigen Hochwasser haben keinerlei Beschädigungen an der Versuchsstrecke verursacht.

Weitere sehr interessante Rekonstruktionen bestehender Mauern oder Pfeiler wären jene der Stützmauern in Verviers in Belgien, durch Anordnung von Rippen, jene der Stützmauer für die Handelskammer in Southampton und jene der Zwischenpfeiler der Brücke über den Mohawk-Fluß der Neuyork- und Hudson River-Eisenbahn bei Schenectady in Amerika.

Widerlager von Tragkonstruktionen.

Ein großes Anwendungsgebiet des Mauerwerkbaues bilden die Widerlager und die später zu beschreibenden Zwischenpfeiler von Tragkonstruktionen.

Die Widerlager von Tragkonstruktionen kann man im allgemeinen nach drei Gesichtspunkten einteilen: 1. Widerlager, welche an und für sich standfest sein müssen und auf denen die Tragkonstruktion, sei es nun Eisenbeton oder reine Eisenkonstruktion, frei aufgelagert erscheint. 2. Solche Widerlager, in welche die Tragkonstruktion eingespannt ist. Hier wirkt das Widerlager statisch bei der Formänderung des Tragwerks mit; natürlich kann hier nur ein Eisenbetontragwerk in Betracht kommen. 3. Endlich Widerlager, welche infolge hoher Überschüttungen zu äußerst starken Ausmaßen kommen würden, falls sie aus Stampfbeton oder Bruchstein ausgeführt würden, und bei welchen man die Hinterfüllung ausläßt und einfache Hohlräume hinter dem Widerlager anordnet.

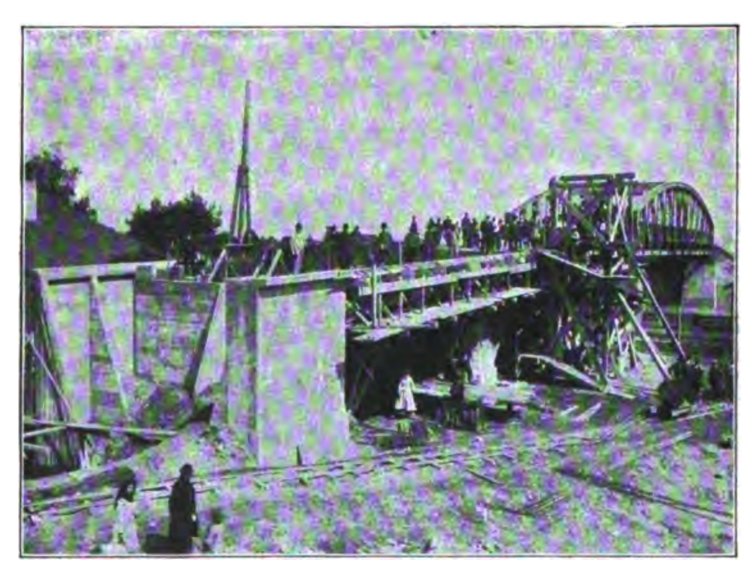


Abb. 88.

Zu 1. Diese Widerlagerform ist im allgemeinen nach der Form der Winkelstützmauern ausgeführt, besteht daher aus der Fundamentplatte, der Wand und den Rippen. Da diese Widerlager zur freien Auflagerung von Tragwerken dienen, so muß die Wand eigens dazu ausgebildet werden. Entweder führt man die Wand entsprechend stärker aus, um der freien Auflagerung genügend Spielraum geben zu können, oder man macht außerhalb der Auflager einen Absatz und führt hinter den Auflagern die Wand nach oben weiter. An einigen Beispielen möge dies erläutert werden.

Widerlager der Überfahrtsbrücke in Sambor (Galizien), Abb. 6, 7 u. 8 der Tafel II. Im Anschlusse an die auf S. 130 bis 135 beschriebene Stützmauer aus Eisenbeton übersetzt die Reichsstraße Sambor — Lemberg auf 3 Öffnungen, zu 10 m in

Eisenbeton ausgebildet, und einer Öffnung, zu 35 m als eiserner Halbparabelträger ausgebildet, die Gleise unweit der Station Sambor. Wie aus der Abb. 6, 7 u. 8 der Tafel II zu ersehen ist, dienen für die Auflagerung der Eisenbetonkonstruktion zwei Pfeiler von je 1,5 m Breite und 0,75 m Stärke, welche Pfeiler vor die Eisenbetonwand vorspringen. Diese Pfeiler sind mit 8 Rundeisen von 25 mm Stärke armiert. Von der anschließenden Stützmauer unterscheidet sich dieses Widerlager noch dadurch, daß außer der auf der Höhe 290 befindlichen Grundplatte noch eine 3 m tiefer angeordnet ist, welche eine Breite von 2,30 m besitzt. Die Anordnung dieser zweiten Grundplatte geschah so, daß die nach unten fortgesetzte senkrechte Wand ziemlich in die Mitte dieser Grundplatte zu liegen kommt. Gleichzeitig wurden bei diesem Widerlager auch 2 Parallelflügel in derselben Weise wie das Widerlager ausgeführt. Beim Widerlager auf der Lemberger Seite, welches zur Auflagerung der Eisenkonstruktion dient, sind an Stelle der Parallelflügel Stirnflügel angeordnet und ist die Ausbildung der anderen Teile in ähnlicher Weise erfolgt wie beim Samborer Widerlager. Diese in Abb. 88 im Lichtbilde zu sehenden Widerlager wurden von der Unternehmung Sosnowski u. Zachariewicz in Lemberg ausgeführt.

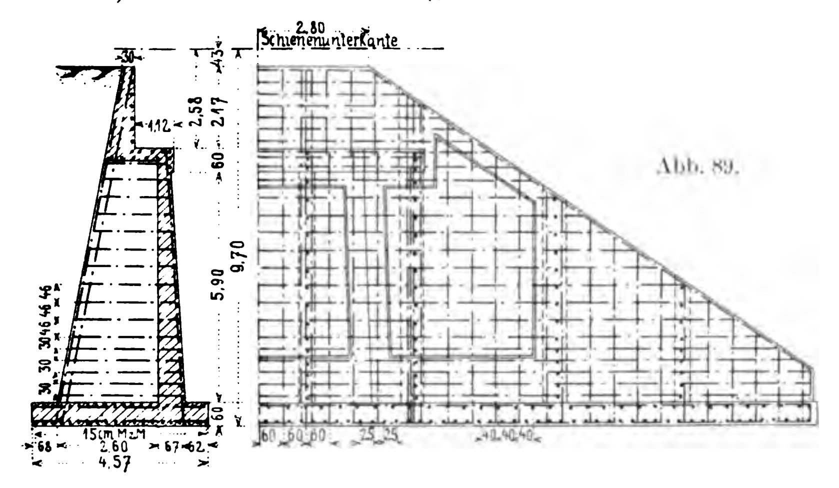


Abb. 89.



Abb. 90.

Widerlager der Monticellobrücke der Wabash-Eisenbahn in Illinois. Der Querschnitt und die Ansicht dieses Widerlagers sind aus der Abb. 89 ersichtlich. Zu erwähnen wäre, daß die Mauerwerkskubatur dieses Widerlagers nahezu die Hälfte gegenüber eines massiven Betonwiderlagers beträgt. Die Kosten stellen sich nach Angaben der Eisenbahnverwaltung etwa um 47 vH. billiger als die eines gewöhnlichen Mauerwerks, welches denselben Zwecken dient. In der Abb. 91 ist dieses Widerlager im Lichtbilde zu sehen während der Ausführung. In der Abb. 90 ist das fertige Widerlager ersichtlich.

Widerlager[1]) bei der Überbrückung des Cahokia Creek für die Illinois-Termenial-Eisenbahn. Die beiden Widerlager stehen 18 m voneinander ab und

[1]) Zement und Beton 1905 und Eng. Record 1905.

haben einen 2,10 m hohen Blechträger für die Übersetzung des Gleises zu tragen. Die Höhe dieser Widerlager beträgt 14 m von der Grundplatte bis zur Mauerkrone. Im Anschluß an das eigentliche Widerlager sind beiderseits Stirnflügel angeordnet. Die Länge einschließlich der beiderseitigen Flügelmauern beträgt 36,5 m. Die Vorderseiten der Widerlager und Flügelmauern haben einen Anzug 1 : 24, während die rückwärtigen Seiten senkrecht ausgebildet sind. Die Widerlager sind am Fuße 85 cm und an der Stelle, wo die Blechträger der Brücke aufliegen, 40 cm stark. Jedes Widerlager ruht auf einer 75 cm hohen, durch gitterförmig angeordnete Stäbe verstärkten Platte, welche nach rückwärts so verbreitert ist, als wäre das Widerlager voll aus Stampfbeton ausgeführt. Vier schräge Rippen von je 60 cm Stärke, deren rückwärtige Seiten im Verhältnis 1 : 4 abgeböscht sind, schließen sich, auf der Grundplatte ruhend, an die Pfeilerwand an. An ihrer rückwärtigen schrägen Fläche sind sie mit zwanzig 32 mm starken Stäben armiert, von welchen sich 13 bis zu einer Höhe von 4,8 m, 6 bis zu einer solchen von 7,8 m und die übrigen bis zur Mauerkrone erstrecken. Die Rippen der Flügelmauern sind 45 cm stark und 2,20 m voneinander entfernt. Jede Rippe enthält außerdem 13 mm starke wagerechte Stäbe, welche in zwei Ebenen übereinander liegend angeordnet sind. Der senkrechte Abstand dieser Stäbe beträgt im unteren Teile der Rippen 30, im oberen Teile 45 cm. An ihren vorderen Enden sind diese Stäbe mit ebenfalls wagerechten Stäben verbunden, welche in der Vorderfläche des Widerlagers liegen. Beide Widerlager ruhen auf einem Pfahlrost, dessen einzelne Pfähle 90 cm Abstand besitzen. Die Pfähle sind unter der Stirnwand und den Rippen angeordnet. Eine 3 m tief herabgehende Betonwand schützt die in vorderster Reihe stehenden Pfähle gegen Unterspülung. In der Abb. 92 ist ein Lichtbild dieser Widerlager zu sehen. Von ähnlich ausgeführten Widerlagern für frei aufliegende Tragkonstruktionen seien noch erwähnt jenes der Brücke über die Sèvre Niortaise zu Taugon, woselbst auch die Parallelflügel in Eisenbeton hergestellt sind, ferner jenes der Forest Park-Brücke zu St. Louis für die Wabash-Eisenbahn, welches zur Auflagerung einer eisernen Eisenbahnbrücke dient, ferner die Widerlager bei Brücken der



Abb. 91.



Abb. 92.

Chicago-, Burlington- und Quincy-Eisenbahn, jene der Cairobrücke der Illinois Central-Eisenbahn u. a. m.

Zu 2. Widerlager, in welche Tragkonstruktionen eingespannt sind, haben den Zweck, dem Biegungsmoment der Tragkonstruktion ein genügend starkes Gegenmoment entgegenzuhalten. Es ist daher einleuchtend, daß solche Widerlager nicht nur auf ihre Standfestigkeit als Winkelstützmauern ausgebildet werden müssen, sondern auch insbesondere bei Tragkonstruktionen größerer Lichtweite eine viel größere Fundamentplatte erhalten müssen, als sie die oben angeführte Standfestigkeit erheischt. Es wird dadurch das Gewicht der über der Fundamentplatte befindlichen Erdmassen und ebenso auch der Abstand ihres Schwerpunktes von der Innenkante des Widerlagers und dadurch auch das Gegenmoment bedeutend vergrößert. Die einzelnen Rippen müssen in der Verlängerung der Betontragbalken der Tragkonstruktion liegen, um dadurch

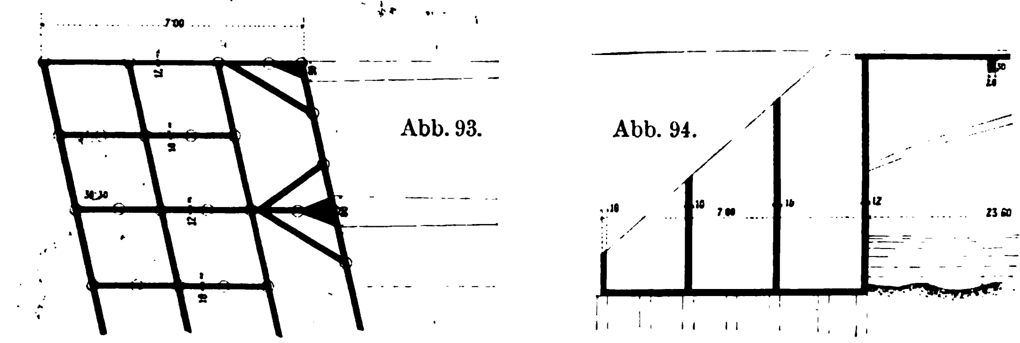


Abb. 93. Abb. 94.

eine solide Einspannung zu ermöglichen. Als ausgeführte Beispiele dieser Widerlagerart seien erwähnt:

Die Widerlager der Straßenbrücke über die Schwechat in Baden bei Wien. Dieses in der Abb. 93 und 94 schematisch dargestellte Widerlager hat eine Breite von 12 m und eine Fundamentplatte von einer Länge von 7 m, das Eisenbetontragwerk eine Lichtweite von 23,60 m. In den Abständen der Tragbalken, etwa 4 m, sind auch die Hauptrippen im Widerlager angeordnet und haben eine Stärke von 12 cm. Im Widerlager befinden sich außer der Abschlußwand noch drei senkrechte Wände von 12 cm Stärke. Zwischen je 2 Hauptrippen wurde noch je eine sekundäre Rippe von 10 cm Stärke errichtet. Zur Absteifung der Abgrenzungswand und auch um eine bessere Einspannung zu ermöglichen, wurde die senkrechte Abschlußwand des Widerlagers an der Einmündungsstelle der Tragbalken mit zwei schiefen

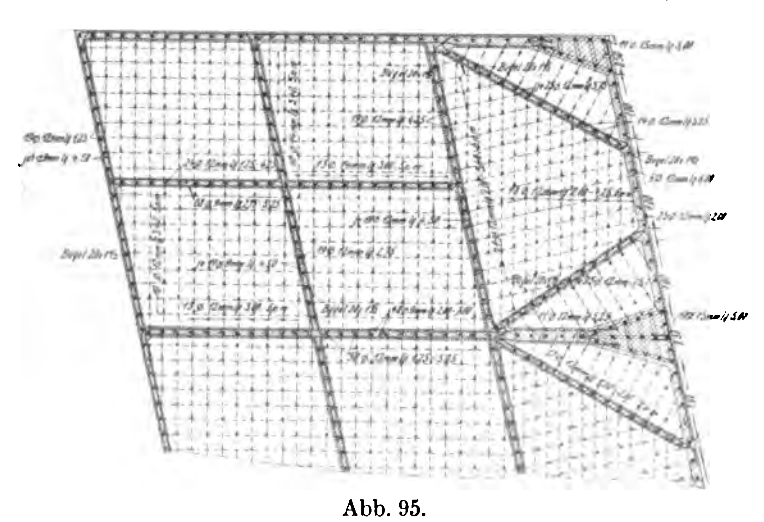


Abb. 95.

Rippen versehen und außerdem die Hauptrippe dreieckartig erweitert, wie dies in Abb. 93 zu sehen ist. Das ganze Widerlager macht den Eindruck eines schach-

brettartig ausgeführten Gerippes und dient dies dazu, um ein gleichmäßiges Mitarbeiten bei der Formänderung zu ermöglichen bezw. zu erleichtern. Die Armierung der verschiedenen Teile ist aus der Abb. 95 und 96 zu ersehen. In nebenstehendem Lichtbilde (Abb. 97) ist ein Teil des noch nicht ganz fertigen Widerlagers zu sehen. Diese Widerlager sowie auch die damit eingespannte Tragkonstruktion wurden von der Bauunternehmung Ed. Ast u. Cie. in Wien im Jahre 1900 hergestellt.

Abb. 96.

Eine ganz sonderbar ausgebildete Form des Widerlagers einer eingespannten Tragkonstruktion sind die Widerlager der Brücke am Quai Debilly, im Anschlusse an die auf S. 129 beschriebenen Stützmauern aus Eisenbeton. Dieses in Abb. 98 dargestellte Widerlager besteht wieder aus einer senkrechten Stirnwand von 14 cm Stärke und 6,70 m Höhe, aus einer über die ganze Widerlagerbreite von 30 m gehenden Sohlplatte von einer Tiefe von 80 cm und den entsprechenden Rippen, welche in der Mitte zwischen den Tragbalken angeordnet wurden. In der Verlängerung der Achse der Tragbalken der Tragkonstruktion befinden sich die Hauptrippen, welche nach Abb. 98 durchbrochen sind und welche sich an das rückwärtige Erdreich mittels einer schwach geneigten Wand stützen; diese zweite, 3 m hohe Eisenbetonwand wurde mit den früher beschriebenen Rippen mittels einer zweiten Sohlplatte, welche sich ungefähr 3,50 m oberhalb der früheren Sohlplatte befindet, innig verbunden. Diese Widerlager, wie überhaupt das ganze Bauwerk am Quai Debilly, wurde von Hennebique im Jahre 1900 ausgeführt. Widerlager der Brücke über die Vienne bei Châtellerault. Das Widerlager besteht aus 4 Rippen in Eisenbeton, welche wieder in der verlängerten Achse der Tragbalken der Brücke sich befinden und welche den Druck auf die aus Eisenbeton hergestellte Grundplatte zu übertragen haben. Nach außen sind die Widerlager durch eine 12 cm starke Eisenbetonplatte abgeschlossen. Die Hohlräume des Widerlagers sind mit Hinterfüllungsmaterial ausgefüllt. In der Abb. 99 ist das Widerlager dieser Brücke im Grundriß und Querschnitt zu sehen.



Abb. 97.

Eine interessante Ausbildung der Widerlager einer eingespannten Eisenbetonbalkenbrücke wurde bei einer 9,3 m breiten Straßenbrücke zu Memphis, Tenn., V. St. A., ausgeführt. Daselbst sind die eingespannten Balken durch 38 mm starke

Parkbrücke, der gewölbten Eisenbahnbrücke für die Kansas-City-Mexiko- und Orienteisenbahn und der Eindeckung des River Roch in Amerika und endlich jene der gewölbten Straßenbrücke in Manila auf den Philippinen.

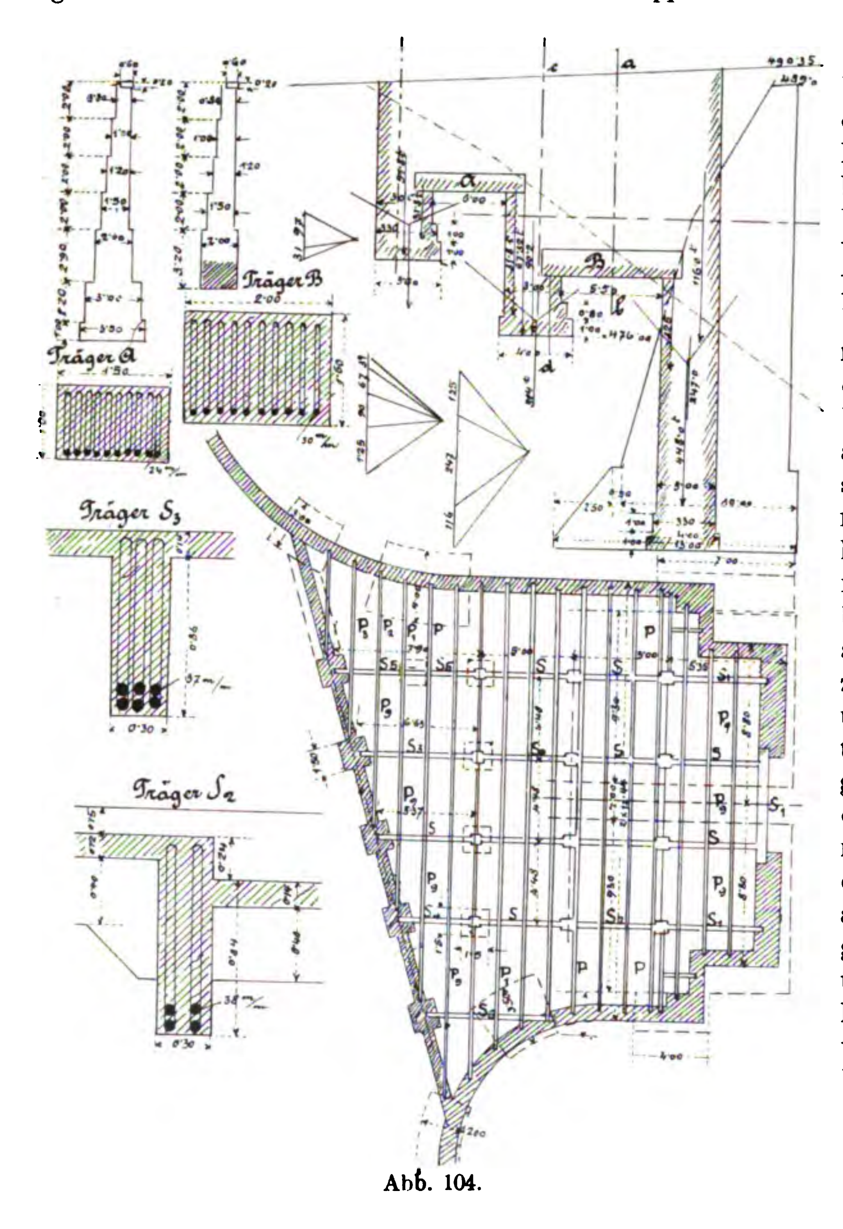


Abb. 104.

Zu 3. Als eine hierher gehörige Widerlagerausbildung sei erwähnt das Widerlager auf der Montbenonseite des in Eisenbeton hergestellten Viadukts Chauderon—Montbenon, welcher Viadukt nach den Plänen Prof. Melans von der Unternehmung de Vallière, Simon u. Cie. ausgeführt wurde. Dieses Widerlager schließt mittels konkav gekrümmter Flügelmauern aus Stampfbeton an das Terrain an. Diese Mauern sind ziemlich hoch und lang und mußten hier auch tiefer auf Pfeilern gegründet werden. Um diese hohen Mauern nicht dem Erddrucke einer Hinterfüllung auszusetzen, wurde die ganze Fahrbahnplatte über den Widerlagern hohl gelegt. Sie wird von armierten Betonbalken getragen, welche auf schlanken, mit Rundeisen armierten Betonpfeilern aufliegen. Die Ausbildung der verschiedenen Balken und des Widerlagers ist aus Abb. 104 ersichtlich. Die Armierung der in dieser Abbildung gezeichneten Längsträger besteht, und zwar:

S	aus	6	Rundeisen	zu	35	mm Stärke
S_1	„	4	„	„	34	„ „
S_2	„	4	„	„	38	„ „
S_3	„	6	„	„	37	„ „
S_4	„	4	„	„	38	„ „
S_5	„	4	„	„	32	„ „

Die der Querträger:

P	aus	4	Rundeisen	zu	20	mm Stärke
P_1	„	4	„	„	21	„ „
P_2	„	4	„	„	23	„ „
P_3	„	4	„	„	18	„ „
P_4	„	4	„	„	15	„ „
P_5	„	4	„	„	32	„ „

Zwischenpfeiler von Tragkonstruktionen.

Zwischenpfeiler haben den Zweck, Tragkonstruktionen ein Auflager zu bieten und den Auflagerdruck auf den festen Untergrund zu übertragen. Ist die Tragkonstruktion über dem Zwischenpfeiler frei gelagert, oder geht sie über den Pfeiler kontinuierlich hinweg, so treten meistens nur Normalkräfte auf; ist die Tragkonstruktion hingegen in den Zwischenpfeilern eingespannt, sei es nun in Balken- oder in Bogenform, so treten in diesem Zwischenpfeiler bei den verschiedenen Belastungen auch Zugspannungen auf, und man sieht sich genötigt, ein Baumaterial für diese Zwischenpfeiler zu verwenden, welches Zugspannungen aufnehmen kann. Hierzu eignet sich wieder ganz vorzüglich der Eisenbeton. Auch bei frei aufgelagerten und kontinuierlichen Tragkonstruktionen verwendet man für die Zwischenpfeiler immer mehr und mehr den Eisenbeton und spart dadurch ganz bedeutend an Mauervolumen. Bei der letzteren Art löst man den Zwischenpfeiler in zwei oder in eine Reihe von Eisenbetonständern auf, welche den Auflagerdruck mittels einer Fundamentplatte auf den festen Untergrund übertragen. Zur besseren Versteifung werden diese Ständer gegenseitig durch wagerecht angeordnete Balken verbunden, welche Versteifung sich insbesondere dort als nötig erweisen dürfte, wo durch hohe, vollwandig ausgebildete Tragkonstruktionen der Einfluß des wagerecht angreifenden Winddruckes am Auflager eine Rolle spielt. An einigen Beispielen möge dies erläutert werden.

Zwischenpfeiler[1]) der hölzernen, 390 m langen Balkenbrücke in Ferth Amboy, N. J., in den Vereinigten Staaten. Diese Brücke führt über Kohlen- und Steinerzlagerplätze, und es wird durch die massiven Betonpfeiler eine bessere Trennung der verschiedenen Kohlen- und Erzsorten, welche zwischen den Jochen gelagert werden, ermöglicht als durch Holz- oder Eisenfachwerkpfeiler. Für die Verwendung von Beton waren auch die unvermeidlich eintretenden Beschädigungen von Fachwerkpfeilern durch die harten Erze bestimmend, sowie auch der Umstand, daß einige Materialien eine zerstörende Einwirkung auf das Eisen ausüben und ferner Betonpfeiler nicht wie Holzpfeiler der Fäulnis unterworfen sind. Die Betonjoche sind auf Pfahlrostbau aufgeführte und bis Tragbalkenunterkante reichende Quermauern. Zur Aufnahme der Längsbalkenträger dienen gußeiserne Hülsen, die mit dem Beton durch eingelassene Ankerbolzen verbunden sind. Die Entfernung der einzelnen Betonzwischenpfeiler beträgt 3,7 m. Diese Betonmauern sind am oberen Ende 30 cm und unten 40 cm stark. Das obere Ende der Mauer ist behufs besserer Entwässerung nach beiden Seiten geneigt. In Geländehöhe haben die Zwischenpfeiler eine Fundamentverbreiterung auf 60 cm. Sie ruhen auf je vier 33 cm dicken und etwa 6,3 m langen, in den weichen angeschütteten Boden getriebenen Pfählen, welche etwa 30 cm unter Geländehöhe abgeschnitten und in das Betonfundament eingehüllt wurden. Der Beton wurde durch senkrecht, als auch wagerecht eingelegte Stangen von 10×10 mm Ransome-Quadrateisen

[1]) Cement und Beton 1903.

armiert. Wie aus der Abb. 105 ersichtlich, sind die senkrechten Stangen in zwei 20 cm voneinander entfernten und senkrecht zur Brückenachse gerichteten Reihen in Ent-

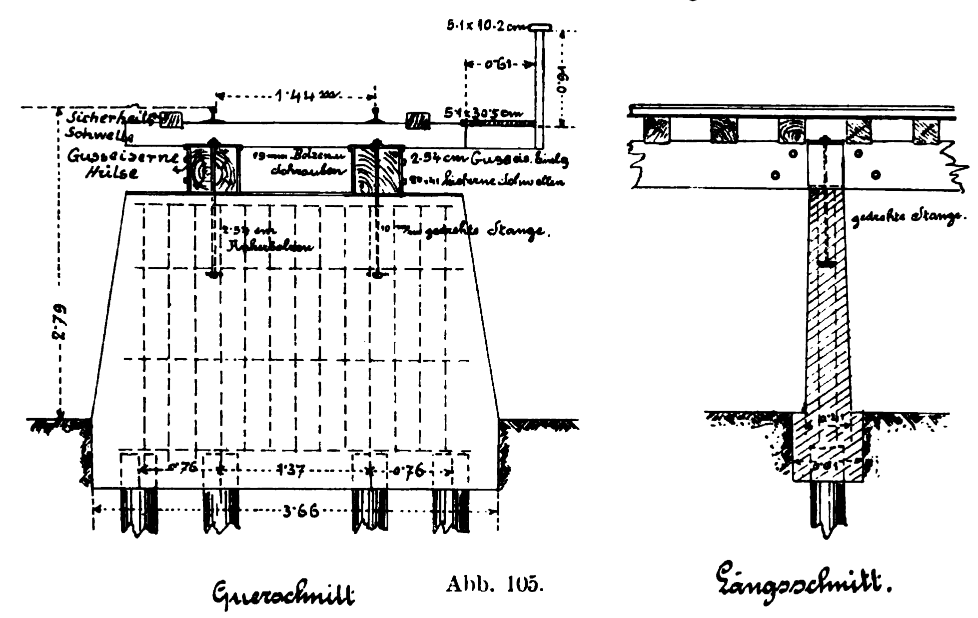


Abb. 105.

fernungen von 46 cm eingebracht. Durch diese Stangen sollen die durch die Bremsung der Züge hervorgerufenen Biegungsspannungen aufgenommen werden. Der verwendete Beton bestand aus 1 Teil Zement, 2 Teilen Sand und 4 Teilen gebrochener Schlacke.

Zwischenpfeiler der Übersetzung des Tennesseeflusses bei Gilbertsville, Ky., V. St. A.[1]) Wie aus Abb. 106 zu sehen ist, übersetzt hier die Illinois Central-Eisenbahn obiges Flußtal in 7 großen Öffnungen auf 8 Zwischenpfeilern. Diese hatten außer ihrem Eigengewicht auch das der zweigleisigen Eisentragkonstruktion ein-

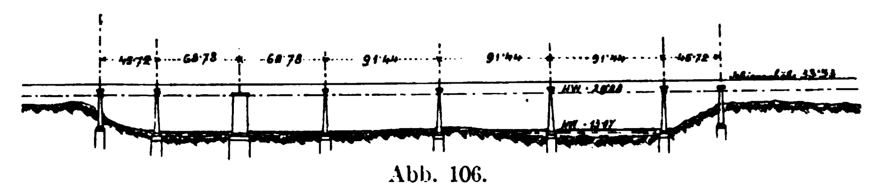


Abb. 106.

schließlich ihrer Nutzlast zu tragen, ferner eine Achsialkraft gleich 20 vH. der Nutzlast (Bremskraft), welche in Gleishöhe angreift, und endlich mußten sie imstande sein, einen Winddruck aufzunehmen von 200 kg für das Längenmeter jeder Tragwand und einen solchen von 400 kg auf 1 lfd. m Fahrbetriebsmittel, welch letzterer 2,10 m über den Gleisen angreift. Jeder dieser Zwischenpfeiler hatte eine obere Stärke unter den Auflagern von 3,60 m und eine Breite daselbst von 18,90 m. Die Seitenflächen waren 1 : 24 bezw. 1 : 22 geböscht. In der Abb. 107 ist auch die Ausbildung des aus Beton hergestellten Gesimses zu sehen. Der ganze Pfeiler wurde aus Beton hergestellt, und zwar die Kappe im Mischungsverhältnisse 1 : 2 : 4, der aufgehende Pfeiler 1 : 2½ : 6 und der Pfeilerfuß und die Fundamentplatte 1 : 3 : 6. Der Pfeiler wurde auf Holzpfählen gegründet (Abb. 107). Infolge der früher angegebenen äußeren Kräfte ergaben sich in der Fuge des Pfeilerfußes, wo dieser in die Fundamentplatte übergeht, eine größte Druck-

[1]) Eng. Record 1905.

spannung von 17,7 kg/cm² und eine größte Zugspannung von 3,3 kg/cm². Die Armierung dieser Zwischenpfeiler bestand aus Johnsoneisen, und zwar wurden diese Stäbe in Entfernung von 15 cm von der Außensicht des Pfeilers, als auch von der oberen Kopffläche und auch der Sohlfläche angeordnet. Diese wurden sowohl in senkrechter als auch in wagerechter Richtung eingebettet, so daß sie stets Quadrate von 60 cm

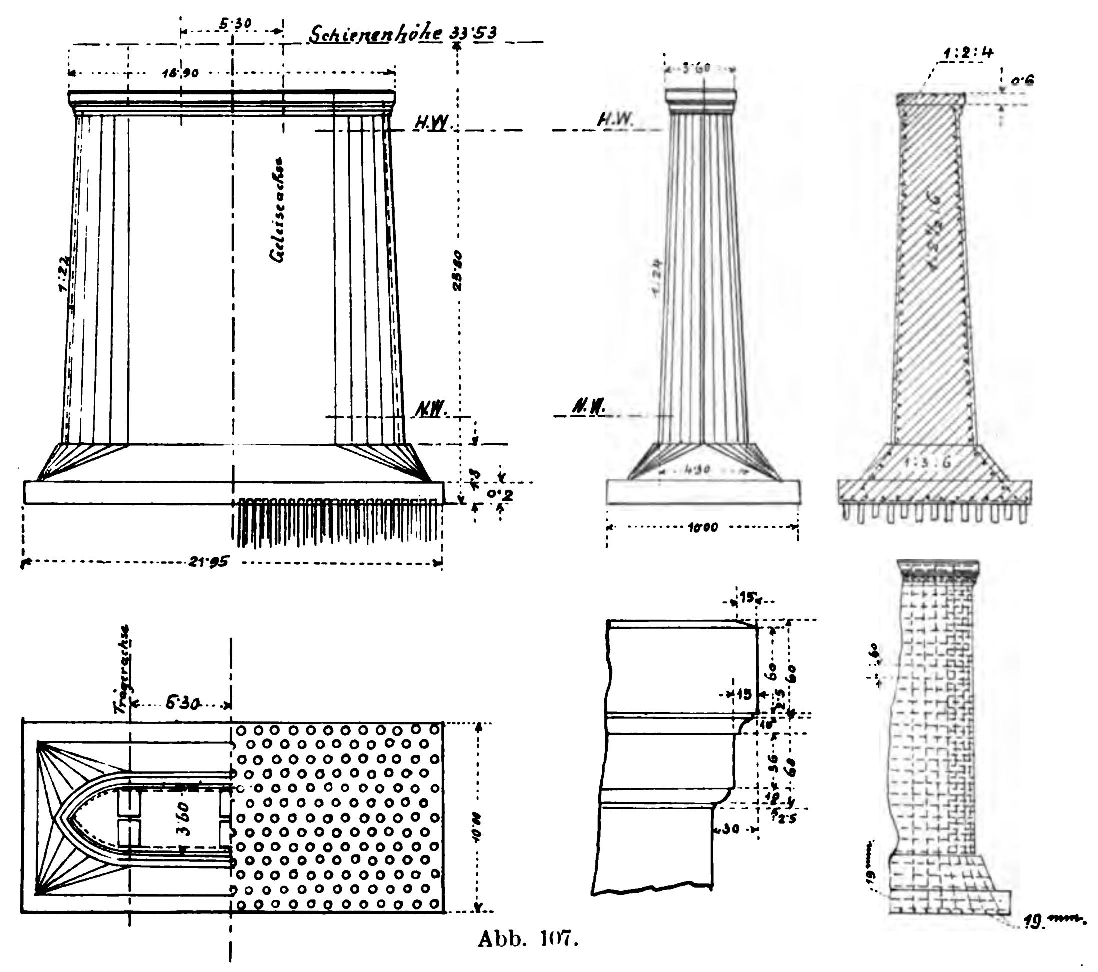


Abb. 107.

bildeten. Die senkrechten Stäbe waren 22 mm stark. Die Eiseneinlagen in der Nähe der Sohlfläche waren 19 mm stark und wurden ebenfalls kreuzweise gelegt. In der Abb. 108 sind Lichtbilder des im Bau begriffenen und des beinahe fertigen Pfeilers gegeben. In ganz ähnlicher Weise wurden die noch höheren Zwischenpfeiler der Brücke in Killborn, V. St. A., und jene der New River Brücke zwischen Deepwater und Norfolk in einer Höhe von 27 m bei einer oberen Pfeilerstärke von 2,8 m einer unteren Stärke von 5 m ausgeführt.

Zwischenpfeiler der Reichsstraßenüberführung bei der Station Sambor (Abb. 1, 2 u. 3 der Tafel II). Hier sind drei Zwischenpfeiler angeordnet, wovon zwei ganz gleich ausgebildet sind und zur Auflagerung je einer 10 m weiten Plattenbalkenöffnung dienen, während der dritte Zwischenpfeiler einerseits das Auflager für die Plattenbalkenöffnung von 10 m Lichtweite bildet, anderseits zur Unterstützung eines eisernen Halbparabelträgers von 35 m Lichtweite dient. Die beiden ersten Zwischenpfeiler bestehen aus je zwei

miteinander durch eine gemeinsame Eisenbetonsohlplatte verbundenen Eisenbetonständern (Abb. 109). Jeder dieser Ständer hat eine obere Stärke von 100 × 150 cm und verbreitert sich bis zur Geländehöhe auf 170 × 220 cm. Seine Armierung besteht aus je 8 Rundeisen von 20 mm Stärke, von denen in Entfernungen von 30 cm eiserne Flacheisenbügel radial nach außen gehen. Unter dem Gelände sind diese beiden Ständer außerdem durch eine senkrechte Eisenbetonwand von 20 cm Stärke miteinander verbunden, welche bis zur gemeinsamen Sohlplatte herunterreicht. Diese senkrechte

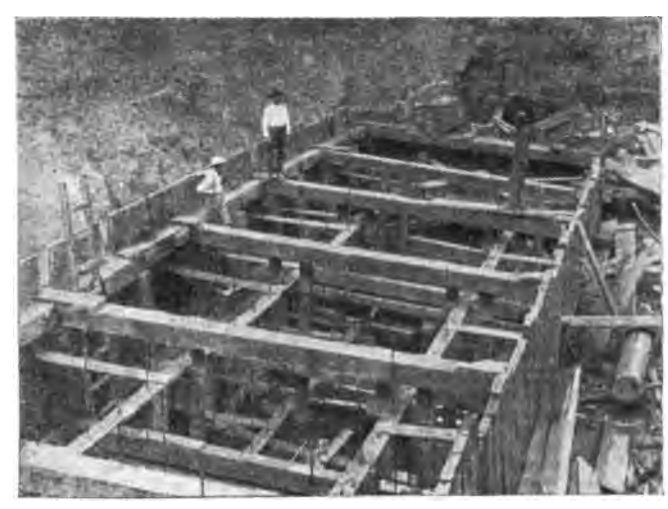




Abb. 108.

Zwischenwand ist in senkrechter Richtung mit 10 mm-Rundeisen armiert in Entfernungen von 20 cm; in wagerechter Richtung sind ebenfalls in Entfernungen von 20 cm 12 mm starke Rundeisen angeordnet. Die gemeinsame Sohlplatte ist 60 cm stark und ist an ihrer unteren Fläche mit 15 mm starken Rundeisen in Entfernungen von 10 cm armiert. In ganz ähnlicher Weise ist der äußere Zwischenpfeiler ausgebildet, nur sind die Ausmaße etwas größer. Die Außensichten sämtlicher Zwischenpfeiler sind mit Sandsteinquadern verblendet, welche bei der Herstellung der einzelnen Ständer die Schalung ersetzten und den Pfeilern ein hübsches Aussehen geben. Diese Zwischenpfeiler wurden ebenfalls wie die ganze Stützmauer von der Unternehmung Sosnoswski u. Zachariewicz in Lemberg ausgeführt.

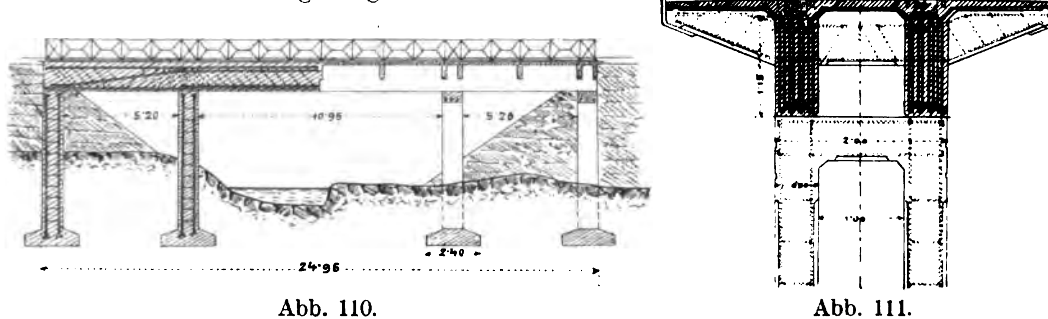


Abb. 110. Abb. 111.

Eine ähnliche, aber viel einfacher ausgeführte Pfeileranordnung ist in Abb. 110 u. 111 sehen. Sie stellt di Überbrückung der elektrischen Straßenbahn über den Ge-

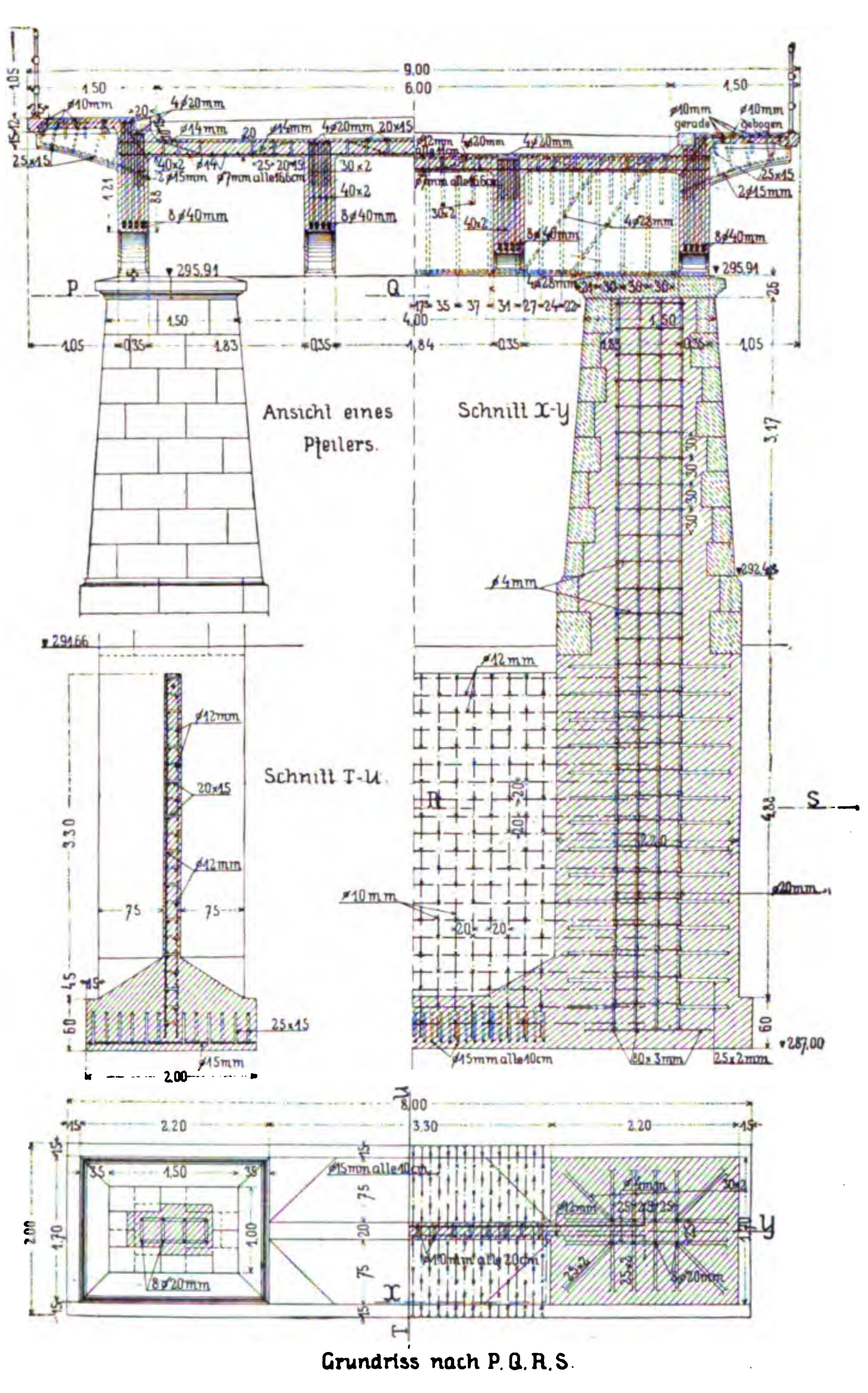

Ansicht eines Pfeilers.
Schnitt X-Y
Schnitt T-U
Grundriss nach P. Q. R. S.

Abb. 109.

birgsbach Quisa vor, im Zuge von Bergamo nach St. Pellegrino. Die Brücke stützt sich auf vier Eisenbetonjoche, welche aus je zwei 6,90 m hohen, 0,90 m breiten und 0,50 m starken Pfeilern und einem sie am Kopfende verbindenden 2 m langen Jochhaupt bestehen. Die beiden 3,50 m hohen Pfeiler eines Joches stehen 1 m voneinander ab auf einer gemeinsamen 2,40 m breiten Grundplatte und beherbergen in den vier Kanten ebensoviele senkrechte Eisenstäbe, die durch Bandeisenschlingen miteinander verbunden sind. In den Jochhäuptern liegen oben und unten je drei wagerechte Stäbe. Die beiden Joche an den Enden der Brücke sind ganz in den Bahndamm eingebettet, während die beiden mittleren Joche bis fast zur Hälfte ihrer Höhe unter Geländelinie stehen. Die Spannweite zwischen den äußeren Jochen beträgt je 6,10 m, die zwischen den beiden inneren dagegen 10,95 m.

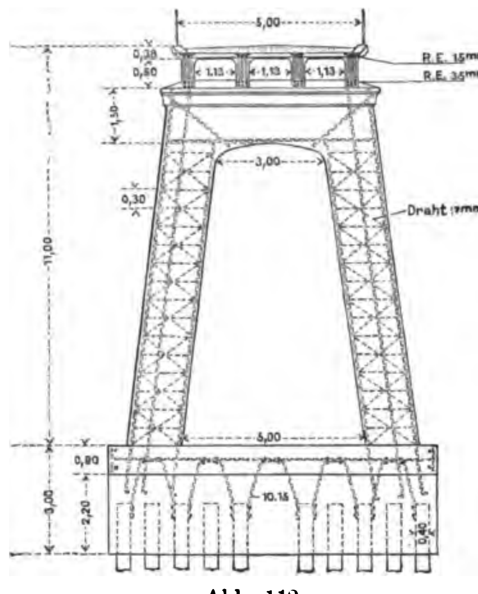


Abb. 112.

Zwischenpfeiler der Straßenbrücke über den kleinen Rhein zwischen Alberino und Sta. Maria Codifima. Bei dieser Brücke sind 6 Zwischenjoche angeordnet. Jedes Joch besteht wieder aus je 2 Eisenbetonständern, welche oben durch einen Eisenbetonriegel verbunden sind. Beide Ständer haben außerdem eine gemeinsame Eisenbetonplatte, welche auf Holzpfählen gegründet ist (Abb. 112).

Eine andere Ausbildung der Zwischenpfeiler ist in Abb. 113 zu sehen. Es ist dies die Überbrückung eines Tales bei Bad Tölz. Daselbst wurden 2 Mittelpfeiler angeordnet, deren jeder sich in eine Reihe von 5 Eisenbetonständern auflöst, so daß jeder Tragbalken der Fahrbahn einen eigenen Ständer zur Auflagerung hat. Die beiden Mittelpfeiler haben direkt in offener Schachtung hergestelltes Betonfundament erhalten. In einer Höhe von 5,40 m über Oberkante dieses Fundaments wurde überdies ein Eisenbetonriegel angeordnet. Die einzelnen Eisenbetonständer haben eine Stärke von 50 × 50 cm, das gemeinsame Betonfundament 140 cm.

Von Zwischenpfeilern, welche bei gewölbten Brücken in Eisenbeton ausgeführt wurden, seien erwähnt der Zwischenpfeiler eines Steges am Bahnhof in Bari in Italien (Abb. 114 u. 115). Im Inneren dieses Pfeilers und längs der Außenlinien wurden in Abständen von 20 cm 25 mm dicke Rundeisen eingelegt. Er hat eine Stärke von 1,30 m und endet unten in einer Fundamentplatte von 3,58 m Breite und 1,20 m Höhe. Die Außensichten dieses Mittelpfeilers sind mit Blöcken und Bossenwerk aus Haustein verblendet, welche Blöcke mit dem Inneren verankert sind.

Zwischenpfeiler der gewölbten Eisenbetonbrücke über die Vienne zu Châtellerault (Abb. 116). Dieser Zwischenpfeiler besteht aus einer Fundamentplatte und aus senkrechten Rippen, welche in der Verlängerung der Tragbalken der Brücke liegen und in welche die Armierung dieser Tragbalken hineinreicht. Die Fundamentplatte ist an ihrer unteren Fläche armiert. Da die Lichtweiten der beiden Öffnungen nicht gleich sind, daher die Resultierende im Mittelpfeiler gegen die kleinere Öffnung drängt, so wurde die Fundamentplatte in letzterer Richtung um 2 m auskragend ausgeführt, um eben keine unzulässigen Inanspruchnahmen zu verursachen. Nach außen ist der

Mittelpfeiler mit einer 12 cm starken Eisenbetonwand verkleidet, die jedoch keinen statischen Zwecken dient, sondern nur ein hübsches und zugleich wetterfestes Äußeres

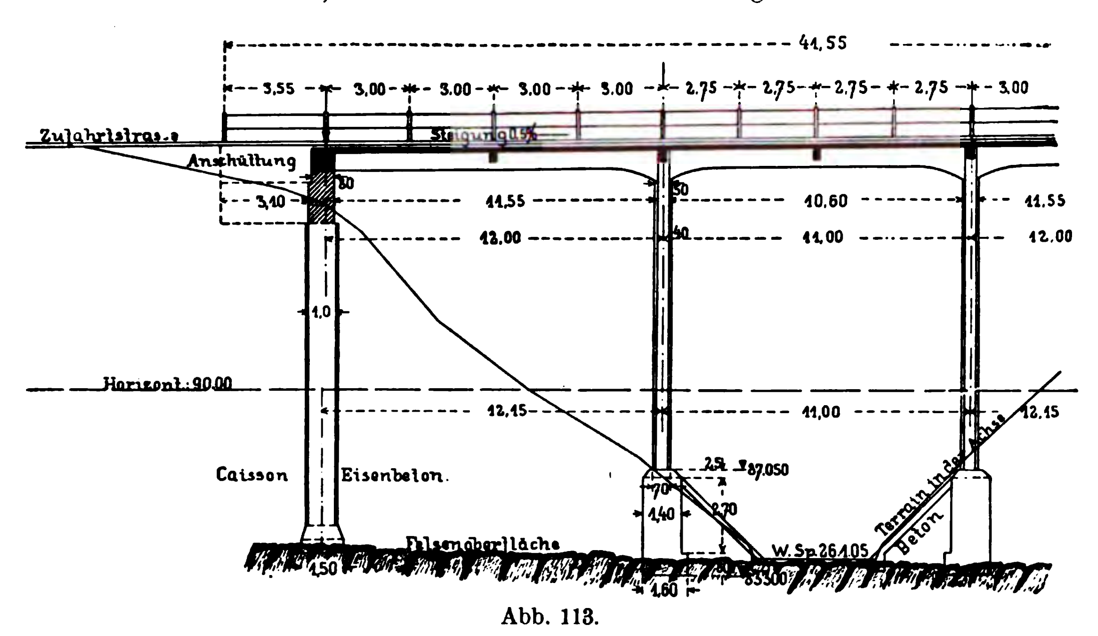


Abb. 113.

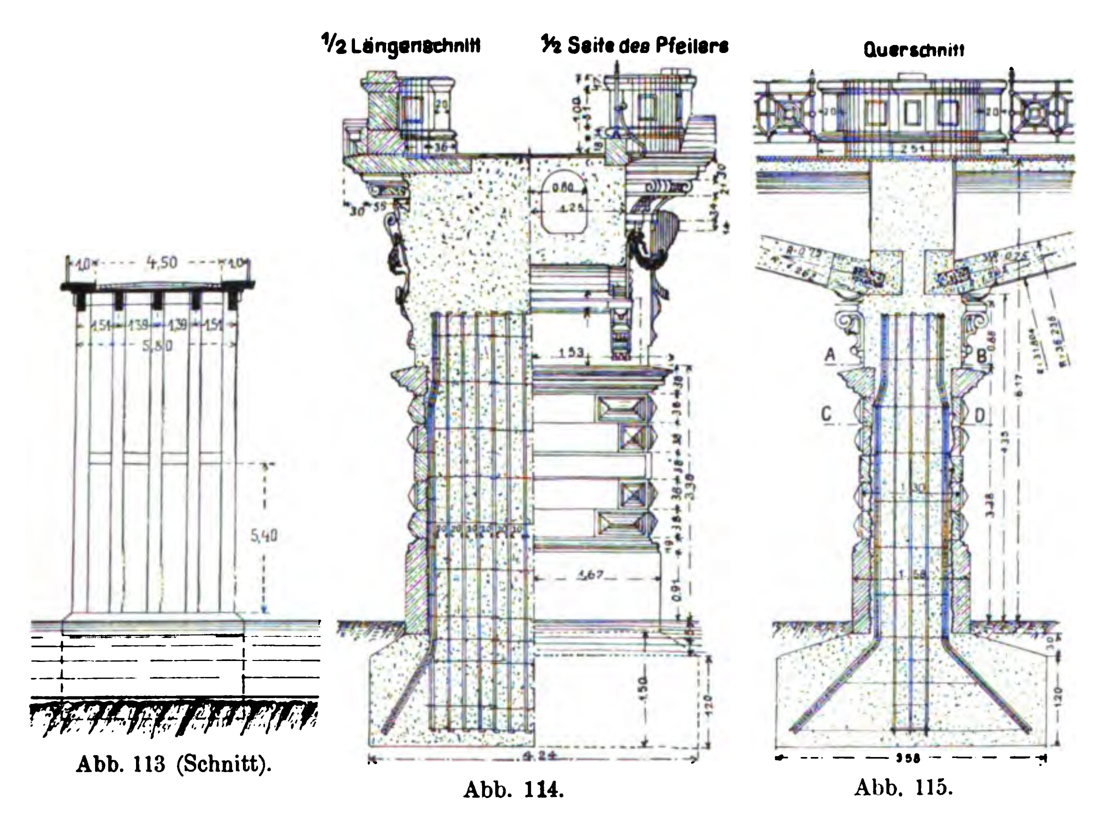


Abb. 113 (Schnitt).

Abb. 114.

Abb. 115.

geben soll. Die inneren Hohlräume dieses Mittelpfeilers wurden mit gewöhnlichem Gußbeton ausgefüllt, um dem Pfeiler ein recht großes Eigengewicht zu geben.

Von anderen ausgeführten Zwischenpfeilern in Eisenbeton seien erwähnt jene der Straßenbrücke zwischen Wolfurt und Kennelbach, wobei jeder dritte Zwischenpfeiler mit einer Ausdehnungsfuge versehen ist, die Zwischenpfeiler der Flutbrücke am linken

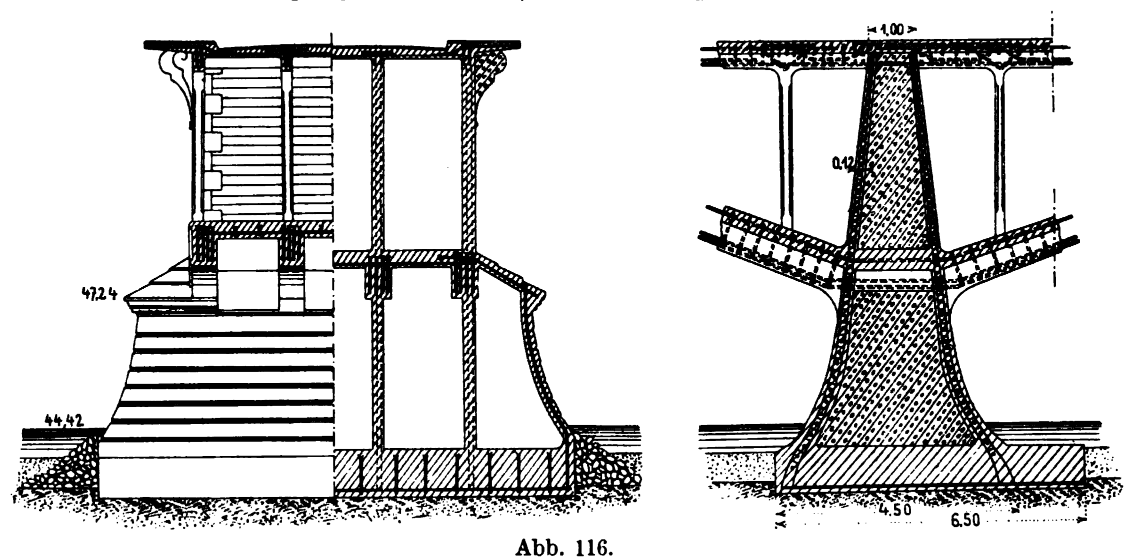


Abb. 116.

Ufer der Mosel bei Moulins-Metz, jene der Brücke über die Orne bei Rombach, der Mittelpfeiler für die Straßenbrücke bei Brumath, jener der Brücke über die Aisne bei Soissons, ähnlich ausgebildet wie der bei Châtellerault, endlich jene der Übersetzung der Mainstraße in Winnipeg für die Canadian Pacific-Eisenbahn (achtgleisiger Eisenbahnviadukt) u. a. m. Ein besonderes Anwendungsgebiet hat der Eisenbeton für die Herstellung von Pfeilern von Drehbrücken gefunden, welche sehr große Lasten auf den Untergrund zu verteilen haben.

Literatur.

a) Werke.

Berger et Guillerme, La construction en ciment armé, Paris 1902 (Text und Atlas).

Beton-Kalender 1906, 1907, Berlin.

Buel & Hill, Reinforced concrete, New-York.

Büsing u. Schumann, Der Portlandzement und seine Anwendungen im Bauwesen, Berlin 1905.

Expanded metal concrete, published by the New Expanded Metal Comp. of London.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Haeseler, Stütz- und Futtermauern, Leipzig 1905.

Hütte, des Ingenieurs Taschenbuch, 19. Auflage, Berlin 1905.

Melan, Die Beton-Eisenbrücke Chauderon—Montbenon bei Lausanne, Berlin 1906.

Möller, Erddrucktabellen, Leipzig 1902.

Nowak, Der Eisenbetonbau bei den neuen, von der k. k. Eisenbahnbaudirektion hergestellten Bahnlinien Österreichs, Berlin 1907.

Relevé des travaux Hennebique pendant 1899 à 1906, Paris.

Rutgers, Eenige werken in Gewapend Beton uitgerverd door de Gemeente Rotterdam, s'Gravenhage.

Saliger, Der Eisenbeton in Theorie und Konstruktion, Stuttgart 1906.

b) Zeitschriften.

Beton u. Eisen, Berlin.

Zement und Beton, Berlin.

Kohle und Erz, Kattowitz.

Süddeutsche Bauzeitung, München.

Zeitschrift des österr. Ingenieur- u. Architektenvereins, Wien.

Le béton armé, Paris.

Le ciment, Paris.

Mémoires de la Société des Ingénieurs civils, Paris.

Engineering News, New-York.

Engineering and Building Record, New-York.

VI. Kapitel.

Wasserbau.

Bearbeitet von **F. W. Otto Schulze,** Professor a. d. Königl. Technischen Hochschule zu Danzig.

a) Uferbefestigungen.

1. Uferbefestigungen an Kanälen.

Die Uferbefestigungen an Kanälen verfolgen den Zweck, die Böschungen derselben gegen die Einwirkungen der Dampferwellen zu schützen. Bei der geringen Höhe der Wellen genügt es, den Uferschutz auf die unmittelbar über und unter dem Normalwasserstande belegenen Böschungen auszudehnen. Häufig werden in etwa 0,4 bis 1 m Tiefe unter dem Normalwasserspiegel besondere Bermen angeordnet, die zugleich den Fußpunkt des Uferschutzes bilden.

Die Befestigung der Kanalufer erfolgte bisher meist durch Pflaster auf Schotter oder Kiesunterbettung; in neuerer Zeit jedoch, insbesondere in Gegenden, in denen Natursteine nur mit hohen Kosten zu beschaffen sind, finden Betonplatten und andere Bauweisen aus Eisenbeton Verwendung, bei denen behufs Kostenersparnis die Stärke der Decken tunlichst herabgedrückt und die dadurch bewirkte Einbuße an Festigkeit durch Eiseneinlagen ersetzt wird.

Hierbei sind die Eisenbetonplatten seltener als reine Eisenbetonbauten anzusprechen; die Eiseneinlagen sind vielmehr zur Erhöhung der Festigkeit der Platten bestimmt, um den bei der Beförderung, Verlegung und etwaigen Stößen durch anfahrende Schiffe auftretenden Beanspruchungen gegenüber gewachsen zu sein.

Zahlreiche Versuchsstrecken sind in der geschilderten Bauart ausgeführt.

Bei der Herstellung der Uferbefestigungen ist am meisten die Sicherung des Fußes der Deckungen gegen Unterspülung und die Abdichtung der Fugen gegen Auswaschen zu beachten.

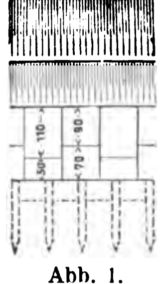


Abb. 1.

Die mit fugenlosen Decken angestellten Versuche haben allgemein ungünstige Ergebnisse geliefert, da unregelmäßige Querrisse entstanden, denen durch Anordnung künstlicher Fugen [mit entsprechender Dichtung besser vorgebeugt wird.

Die an der Spree-Oder-Wasserstraße[1]) auf drei Versuchsstrecken zwischen Wernsdorf und Große Tränke unter Verwendung von Betonplatten mit Eiseneinlagen ausgeführten Uferbefestigungen zeigen die Abb. 1 bis 4, während Abb. 5 den einseitig bei der Sohlen-

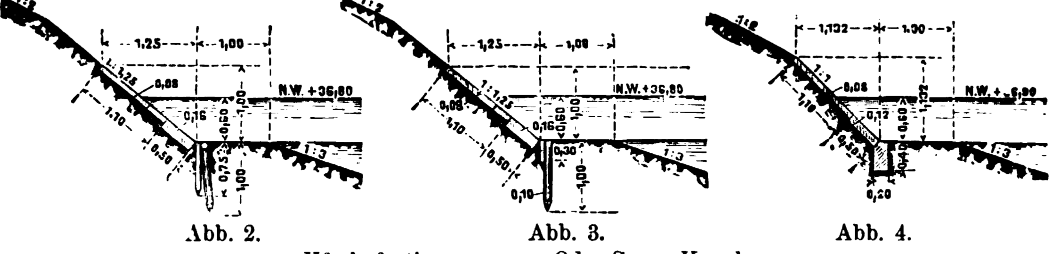


Abb. 2. Abb. 3. Abb. 4.

Uferbefestigungen am Oder-Spree-Kanal.

verbreiterung dieser Wasserstraßen hergestellten Uferschutz darstellt. Die drei Versuchsstrecken unterscheiden sich nur durch die Art der Sicherung des Fußes

[1]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1902, S. 193 ff.

und durch die Plattenstärken. Erstere besteht bei einer Ausführung (Abb. 3) in einer 0,30 m hohen, durch 1 m lange, in Abständen von 0,50 m angeordnete Rundpfähle gestützten Bohle; bei der zweiten (Abb. 2) stützt sich der Fuß gegen eine 0,75 m tiefe, durch eine verholmte Pfahlreihe gestützte Stülpwand, ähnlich wie bei der Kanalverbreiterung (Abb. 5), und bei der dritten (Abb. 4) lehnen sich die Böschungsplatten gegen einen Betonklotz von 0,4 m Höhe und 0,2 m Dicke.

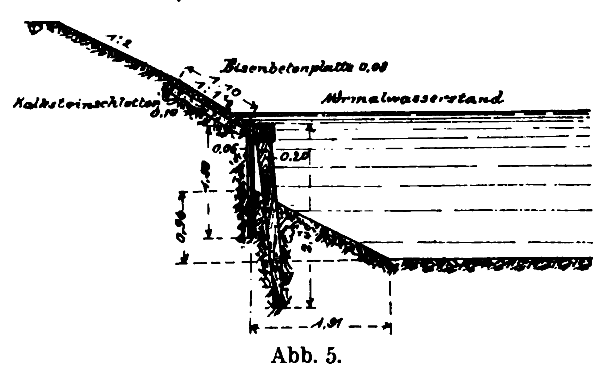


Abb. 5.
Uferbefestigung am verbreiterten Oder-Spree-Kanal.

Die Betonplatten sind im oberen Teile bei 0,08 m Stärke 0,6 × 1,1 m groß und mit Drahteinlagen versehen, während die unteren Platten bei 0,12 bezw. 0,16 m Stärke nur zur Hälfte Eiseneinlagen besitzen. Sie wurden aus einer Mischung von 1 Teil Portlandzement und 4 Teilen Sand hergestellt.

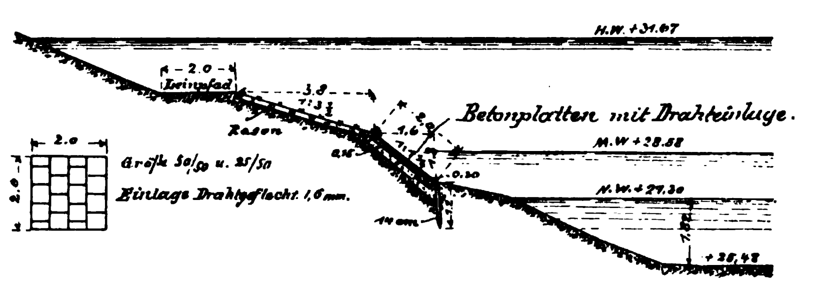


Abb. 6. Querschnitt der Uferbefestigung am inneren Fürstenberger See.

Eine ähnliche, am inneren Fürstenberger See ausgeführte Uferbefestigung stellt Abbildung 6 dar, bei der die Platten nur 0,5 × 0,5 m bezw. 0,5 × 0,25 m groß sind und Drahtgeflechteinlagen von 1,6 mm Stärke erhalten haben.

Die im Herbst 1899 hergestellten Versuchsstrecken und die in den Jahren 1895 bis 1897 bei der Sohlenverbreiterung hergestellten Befestigungen haben sich im allgemeinen gut bewährt. Bei letzterer wurden die Platten in eine 8 bis 10 cm starke Schicht von Kalksteinschotter gebettet und die Fugen anfangs mit Streifen von Dachpapp unterlegt oder durch Moos gedichtet; später jedoch wurden diese Dichtungsmaßregeln durch enges Aneinanderrücken der Platten ersetzt. Besondere Fugendichtungen dürften sich überhaupt in allen Fällen erübrigen, in denen die eigentliche Uferdecke eine Unterbettung von Schotter oder Kies erhält, da dann in dieser sowohl die Kraft durchspülenden Wassers gebrochen wird, als auch das Auswaschen feiner Sandteilchen durch die nach Art eines umgekehrten Filters wirkende Bettungsschicht, deren Korngröße zweckmäßig nach innen zu abnimmt, wirksam verhindert wird.

Auch die am Dortmund-Ems-Kanal[1]) ausgeführten Uferbefestigungen aus Zementbeton- und Eisenbetonplatten haben sich im großen und ganzen gut bewährt. Bei den nach Abb. 7 und 8 ausgeführten Uferdeckungen betrug die Stärke der verwendeten Platten durchweg 8 cm. Die reinen Betonplatten erhielten 1,1 bis 1,2 m Länge und 0,5 bis 0,6 m Breite, während die mit Eiseneinlagen versehenen Platten 1,8 × 0,6 m groß gewählt wurden; hierbei bestanden die Eiseneinlagen aus je 6 hochkantig gestellten Flacheisen von 20 × 2 mm Stärke, die mit 2 mm starkem Eisendraht nach Abb. 9 und 10 verbunden waren.

[1]) Zeitschrift für Bauwesen 1901, S. 274 ff.

Die Betonplatten fanden meist in einer Neigung von 1 : 1 ½ Verwendung, während die mit Eisen verstärkten Platten auf der dreifachen Böschung über der Dichtungsschicht verlegt wurden; die Sicherung des Fußes erfolgte bei festem Boden durch ein-

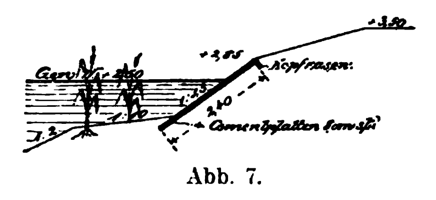


Abb. 7.

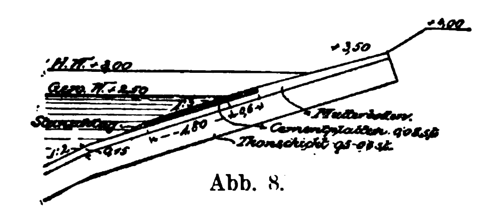


Abb. 8.

faches Eingraben der Platte, an anderen Stellen durch eine Faschinenwurst oder Steinschüttung, streckenweise auch durch Anordnung eines Betonfußes, in dem Öffnungen zum Abfließen eingedrungenen Wassers vorgesehen waren.

Die Fugendichtung wurde in verschiedener Weise wie bei dem vorigen Beispiel vorgenommen.

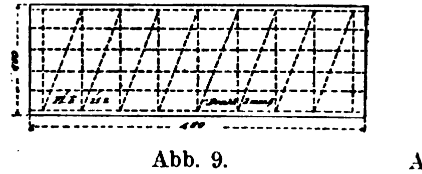


Abb. 9. Abb. 10.

Abb. 7 bis 10.
Uferbefestigungen am Dortmund-Ems-Kanal.

Es zeigte sich hierbei, daß bei festem, namentlich Lehmboden eine besondere Bettung entbehrlich ist, daß dagegen bei feinem Sanduntergrunde die Fugen leicht hohl gespült wurden und dann zum Versinken und Brechen einzelner Platten Veranlassung gaben; in solchem Falle dürfte sich daher die Anordnung einer Schotter- oder Kiesunterbettung in der oben angedeuteten Weise empfehlen.

Die Zusammensetzung der Betonmischung erfolgte in verschiedener Weise; besonders bewährt haben sich Mischungen wie

1 Teil Zement, 2 Teile Sand, 3 Teile Kies,
1 „ „ , 3 „ grober Sand,
1 „ „ , 2 „ „ „ , 2 Teile Kohlenasche,
1 „ „ , ¾ „ Kalk, 4 Teile Sand.

Die Kosten der am Dortmund-Ems-Kanal nach Abb. 7 auf 35 km Länge ausgeführten Uferbefestigung in Zementbetonplatten haben durchschnittlich 2,9 Mark für 1 m² (6,60 bis 9 Mark für 1 m Uferlänge) betragen, während für die nach Abb. 8 auf 7,5 km hergestellte Bauart mit Eisenbetonplatten im Durchschnitt 5,40 Mark für 1 m² (13 Mark für 1 m Uferlänge) aufgewendet wurden.

An der Spree-Oder-Wasserstraße sowohl als auch am Dortmund-Ems-Kanal wurde der Herstellung der Platten unter Dach und Fach der Vorzug vor der Ausführung an Ort und Stelle gegeben, weil dadurch sowohl die in letzterem Falle häufigeren Störungen durch Wetter und Wasserstände entfallen, als auch die Unterbringung der Baustoffe und Geräte gesicherter und billiger möglich und die Herstellung und Erhärtung der Platten, besonders in gedeckten Räumen, eine gediegenere wird.

Im Gegensatze hierzu erfolgte auf einzelnen Strecken der Uferbefestigung am Teltow-Kanal die Herstellung der Platten an Ort und Stelle, wobei die Trennung der einzelnen Platten während der Herstellung durch lotrechte Blechstreifen von 3 mm Stärke bewirkt wurde, während zur Dichtung der Fugen ein unter denselben angeordneter Betonstreifen Verwendung fand. Die Eiseneinlagen bestanden aus einem Netz sich kreuzender Drahtstäbe von 3 mm Stärke (Abb. 11); außerdem wurde an ihrem oberen

Rande ein bügelförmiger Verbindungsdraht eingelegt, *abc* in Abb. 12,[1]) der einerseits das Abheben einzelner Platten verhüten, anderseits eine geringe Längsbewegung derselben zulassen soll. An anderen Stellen wurden auch vorher fertiggestellte Platten

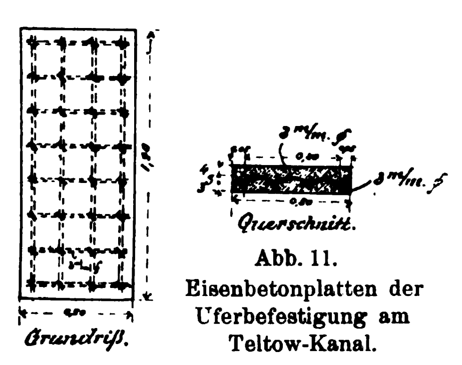


Abb. 11.
Eisenbetonplatten der Uferbefestigung am Teltow-Kanal.

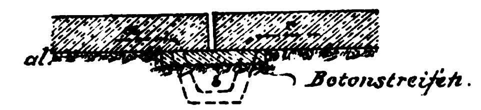


Abb. 12.
Obere Drahtverbindung der Platten am Teltow-Kanal.

verwendet. Im ganzen wurde am Teltow-Kanal eine Uferlänge von 26 km durch Betonplatten mit Eiseneinlagen befestigt, wobei eine Mischung von 1 Teil Zement auf 6 Teile Kies benutzt wurde. Die Kosten der Platten einschließlich Verlegen stellten sich auf 5,75 Mark für 1 m².

Während bei den bisher beschriebenen Beispielen eine besondere Befestigung der Platten nicht stattfand, vielmehr ihre Lage lediglich durch die ihrem Gewicht entsprechende Reibung und die Befestigung am Fuß gesichert wird, verfolgt die Bauweise Möller, von der ebenfalls am Dortmund-Ems-Kanal 2100 m² auf 600 m Länge zur Ausführung kamen, dieses Ziel durch Anordnung sogenannter Erdanker.

Die von Professor Möller in Braunschweig erfundene und demselben gesetzlich geschützte Bauweise (Abb. 13 bis 15) erstrebt den Uferschutz durch Herstellung

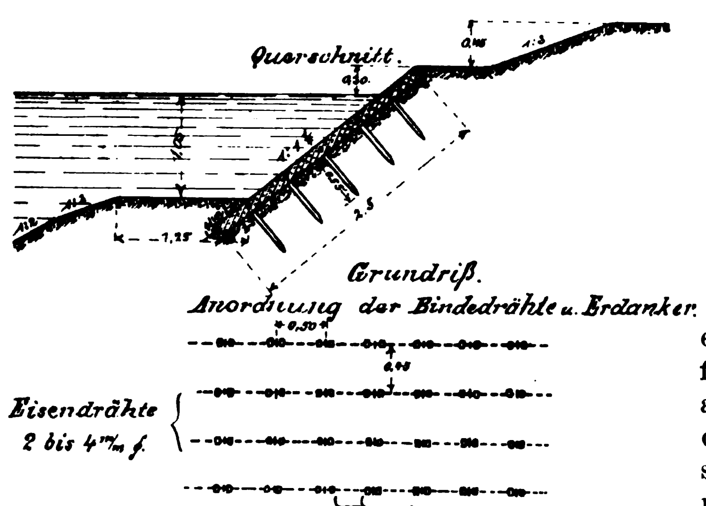


Abb. 13 u. 14.
Uferbefestigungen am Dortmund-Ems-Kanal.
(Bauweise Möller.)

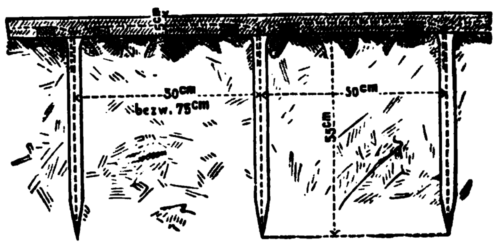


Abb. 15.
Längenschnitt durch die Betondecke.

einer wetterbeständigen, widerstandsfähigen, dichten Decke, die so fest am Boden haftet, daß sie Frost und das an der Decke haftende Eis durch seinen Auftrieb nicht abzuheben vermögen. Zu dem Zweck wird sie durch sogenannte Erdanker mit dem Boden verbunden. Diese, im Durchschnitt etwa 0,50 m lang und in Abständen von 0,45 bis 0,75 m angeordnet, werden hergestellt, indem in den Boden zunächst ein aus einer runden Eisenstange bestehender 4 cm starker Vortreiber eingeschlagen und wieder herausgezogen wird; in das so entstandene Loch

[1]) Möller, Grundriß des Wasserbaues, Band II, S. 514 ff.

wird darauf ein meist 4 mm starker Eisendraht eingeführt und mit Zementmörtel in der Mischung 1 : 1 umgossen. Das obere hakenförmig umgebogene Ende des Drahtes dient zur Verbindung des so gebildeten Erdankers mit den Eiseneinlagen der Decke. Diese bestand bei den ersten Ausführungen aus einer 5 cm starken, an Ort und Stelle auf dem abgeglichenen Boden hergestellten Betonschicht mit in der Längsrichtung angeordneten, verzinkten Eisendrähten von 2 bezw. 4 mm Stärke. Die Ausführung erfolgte in der Weise, daß nach Anfertigung der Erdanker die Längsdrähte ausgebreitet, mit den Haken der Anker verbunden und durch untergeschobene kleine Steinchen vom Boden abgehoben wurden, worauf das Aufbringen und Feststampfen des Betons in einer 5 cm starken Schicht stattfand. Die Mischung bestand oberhalb der Frostgrenze aus 1 Teil Zement, 2 Teilen Sand und 3 Teilen Kies, 30 cm unter Wasser aus 1 Teil Zement, 2 Teilen Sand, 3 Teilen Kies und 2 Teilen Sandsteinbrocken; am besten hat sich eine Mischung von 1 Teil Zement, 3 Teilen Sand und 3 Teilen Steinschlag bewährt, wobei die Größe des letzteren den Plattenstärken entsprechend zu bemessen ist.

Während anfangs das Bestreben vorlag, eine völlig zusammenhängende Decke herzustellen, führten die bald in großer Zahl auftretenden wilden Querrisse dazu, bei weiteren Ausführungen künstliche Teilfugen, die durch Einlagen und Unterlagen von Asphaltpappstreifen gedichtet wurden, anzuordnen. Die Entfernung der Querfugen wurde anfänglich zu 20 m, dann zu 10 m und noch weniger angenommen; es empfiehlt sich, damit besonders bei leicht beweglichen Bodenarten bis auf mindestens 2,5 m herunterzugehen, da die Teilrisse meist in Abständen von 1,5 bis 3,5 m auftraten. Nicht unerwähnt bleiben mag, daß auch an einzelnen Stellen in der Nähe des Wasserwechsels infolge der Temperaturunterschiede wagerechte Längsrisse auftraten; infolgedessen wird von einigen Seiten auch eine künstliche, wagerechte Fuge in der Nähe des Wasserspiegels für erforderlich gehalten. Wenn nun auch diese Risse bei ihren geringen Abmessungen in bezug auf den Schutz des dahinterliegenden Erdreichs ohne Bedeutung sind, so können sie doch durch Absplitterungen und Abbröckelungen Veranlassung zu größeren Schäden geben, auch bei der Verwendung nicht verzinkten Eisendrahtes den Zutritt des Rostes ermöglichen und dadurch eine Trennung der gerissenen Plattenteile bewirken.

Diese Uferbefestigung fand nicht nur an Kanälen und Flüssen, z. B. am Dortmund-Ems-Kanal im Umfang von 2100 m² und an der Elster in Plauen im Voigtlande auf einer Fläche von 8000 m², sondern auch an den deutschen Küsten umfangreiche Anwendungen, wobei in der Anordnung der Eiseneinlagen (durch Drahtnetze und Querdrähte) und der Stärke und Form der Platten mehrfache Änderungen vorgenommen wurden.

Die mit der Möllerschen Bauweise, von der auch noch weiter unten die Rede sein wird, gemachten Erfahrungen können noch nicht als abgeschlossen gelten.

Immerhin hat sich bereits herausgestellt, daß der Nutzen der Erdanker, die vor anderen Ankerarten — Bückingsche Schraubenanker,[1] Rabitzsche Anker[2] — den Vorteil besitzen, daß sie das eingelegte Eisen rostsicher umhüllen, wesentlich von der Erdart, in der sie angewandt sind, abhängt.

Werden sie auf aufgeschüttetem, lockerem Boden, den sie nicht durchdringen, verwendet, so müssen sie natürlich den Bewegungen desselben folgen und mit der an ihnen haftenden Decke verschoben werden. Anderseits dürfen die Anker nicht zu lang sein, etwa durch den angeschütteten Boden hindurchreichen, da sie dann den Temperaturänderungen der Platten nicht zu folgen vermögen und abreißen können. In solchen

[1]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1898. S. 470.
[2]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1898. S. 294.

Fällen dürfte daher wegen des Vorzuges größerer Beweglichkeit die Wahl einer der oben geschilderten, aus Platten bestehenden Uferdeckungen ratsamer sein, die auch bei eingetretenen Versackungen sich leicht abheben und nach Ausfüllung der Hohlräume erneut verlegen lassen.

In fest gewachsenem, wenig Änderungen unterworfenem Boden dagegen kann die Wirkung der Anker von Vorteil sein, besonders wenn der Boden, vorwiegend aus Lehm oder Ton bestehend, der Einwirkung des Frostes weniger unterworfen ist als z. B. feuchter Sandboden, bei dem durch Auffrieren leicht ein Anheben der Betondecke stattfindet, dem die Anker Widerstand leisten, und so zu Rissen Veranlassung geben.

Bei den am Dortmund-Ems-Kanal in größerem Umfange ausgeführten Uferbefestigungen nach der Bauweise Möller ergaben sich die Durchschnittskosten zu 3 Mark für 1 m².[1])

Mit dieser Bauart hat die von der Berliner Firma C. Rabitz am Wentow-Kanal im Kreise Templin[2]) ausgeführte und derselben gesetzlich geschützte Bauweise mannigfache Ähnlichkeit.

Auch hier besteht die Uferbefestigung aus einer zusammenhängenden, fugenlosen Eisenbetonplatte (Abb. 16 bis 19), die durch erdbohrerartige Anker mit dem zu schützenden Boden verbunden wird. Der Unterschied besteht in der erheblich größeren Stärke der Betonschicht von 20 cm und in den wesentlich stärkeren Eiseneinlagen. Diese bestehen aus einem Rundeisennetz aus 6 mm starken Drähten und 250 mm Maschenweite, das auf einem Rost von querlaufenden, hochkantig gestellten Flacheisenstäben von 60 × 5 mm Stärke und zwei längslaufenden Flacheisen gleicher Abmessung ruht und auf demselben mit Bindedraht befestigt ist. Die den Rost bildenden Eisenstäbe sind an den Kreuzungsstellen um 90° gedreht und miteinander vernietet, wodurch eine feste Verspannung des Rostes erreicht wird. Seine Verbindung mit dem Boden wird durch 1,3 m lange, mit Erdbohrern versehene Anker bewirkt, die jedes Quereisen einmal oben und in der Mitte, jedes Längseisen in der Mitte zwischen den ersteren fassen, so daß alle 1,75 m je zwei Anker vorhanden sind.

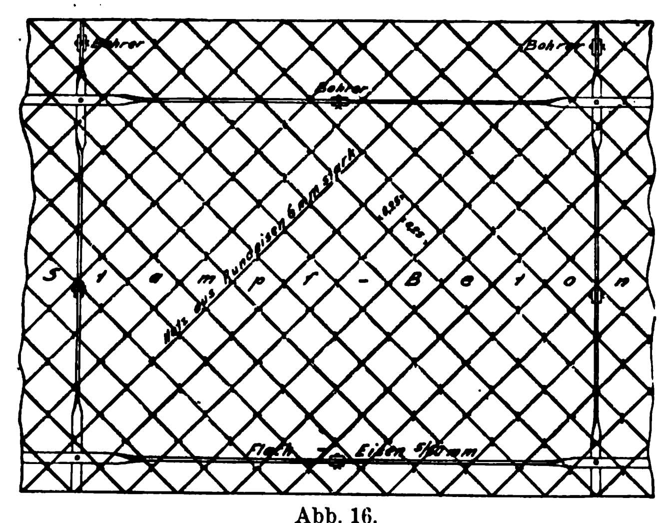


Abb. 16.
Uferbefestigung am Wentow-Kanal. (System Rabitz.)
Oberansicht vom Flacheisen-Verband und Rundeisen-Netz.

Die in dieser Bauweise hergestellten Uferdeckungen haben sich bisher gut bewährt; es sind anfangs, wie es bei einer fest zusammenhängenden Betonplatte zu erwarten war, einige Querrisse entstanden, die nicht auf die volle Tiefe durchgehen und ausgebessert wurden. Nach einigen Jahren ist dann ein Beharrungszustand eingetreten und sind neue Schäden nicht mehr beobachtet worden, so daß die Urteile über diese Bau-

[1]) Über die Erfahrungen mit der Bauweise Möller. vergl. Zentralblatt der Bauverwaltung 1895. S. 240. 276. 286; 1898. S. 425. 499; 1899. S. 72. 283. 391; 1901, S. 73; 1904. S. 497.

[2]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1898. S. 294.

weise durchaus zufriedenstellend lauten. Es ist ersichtlich, daß die mit dieser Uferdeckung erzielten, guten Erfolge sowohl von der großen Stärke, als auch von der starken Eisenbewehrung herrühren, daß dementsprechend aber auch die Kosten ziemlich hoch ausfallen. Bezüglich der Ausbesserung der entstandenen Risse sei noch bemerkt, daß ein Ausgießen derselben mit Asphaltmasse der Anwendung eines Zementbreies vorzuziehen sein dürfte.

Bei der weiteren Anwendung von Ausführungen der Art wird auf den Rostschutz der Anker durch Verzinkung und auf die Anordnung künstlicher Teilfugen behufs Vermeidung wilder Querrisse Bedacht zu nehmen sein; die auf Abb. 17 dargestellte Wassernase bleibt besser fort.

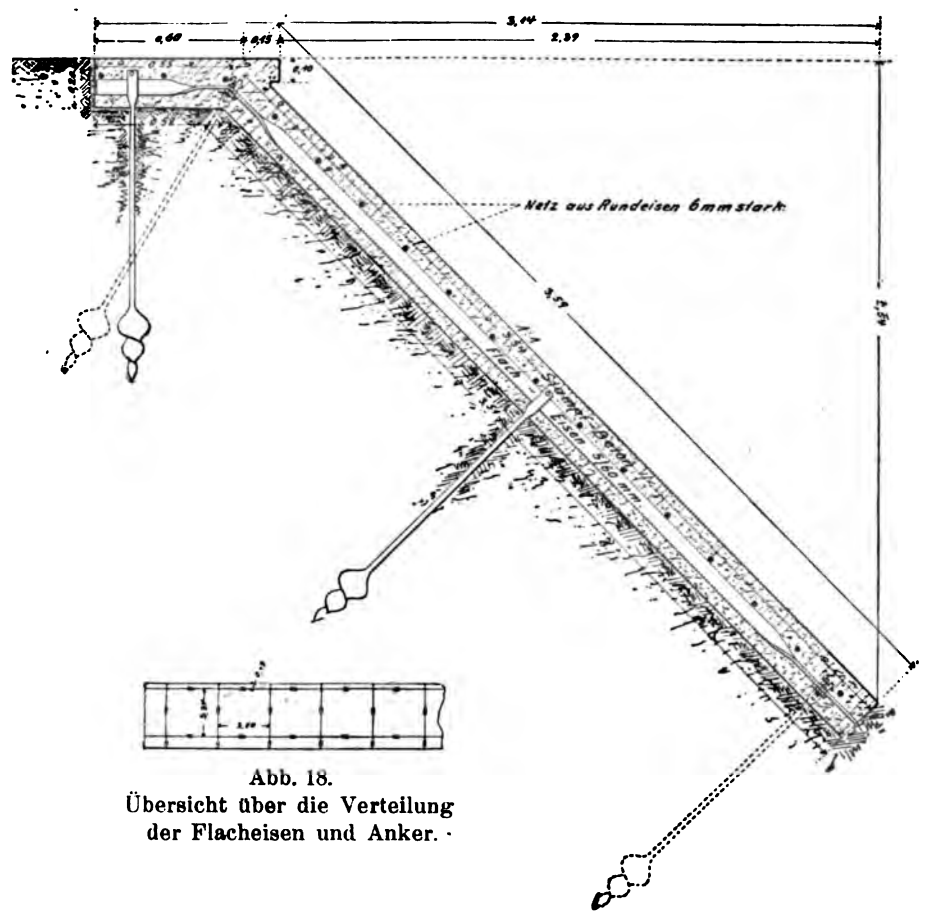


Abb. 18.
Übersicht über die Verteilung der Flacheisen und Anker.

Abb. 17. Querschnitt durch die Uferbefestigung.

Die nach dem Verfahren von Melocco[1]) hergestellte Uferbefestigung (Abb. 20 und 21) verfolgt den Zweck, den einzelnen Platten eine geringe Beweglichkeit bei gleichzeitiger Befestigung zu ermöglichen. Sie besteht aus einem der Plattengröße entsprechenden Netz von eisenbewehrten, in die Böschung eingreifenden Betonrippen, auf denen die mit einer Drahtnetzeinlage versehenen Betonplatten ruhen, deren über den Rippen befindliche Fugen mit Asphalt vergossen werden. Zur Befestigung der Eisenplatten auf den Rippen findet eine Verbindung des Drahtnetzes mit den Eiseneinlagen der Rippen statt.

[1]) Weder, Leitfaden des Eisenbetonbaues S. 58.

Werden bei dieser Bauweise noch die Rippen durch Erdanker usw. mit dem Boden fester verbunden, so kann dieser Uferbefestigung eine erhebliche Widerstandskraft zugesprochen werden. Der derselben zugrunde liegende Gedanke, die Befestigung der Eisenbetonplatten auf oder in einem Rahmen aus stärkeren Eisenbetonbalken, hat bei mehreren weiter unten zu besprechenden Uferbefestigungen für Seeufer weitere Ausbildung und Verbesserung erfahren.

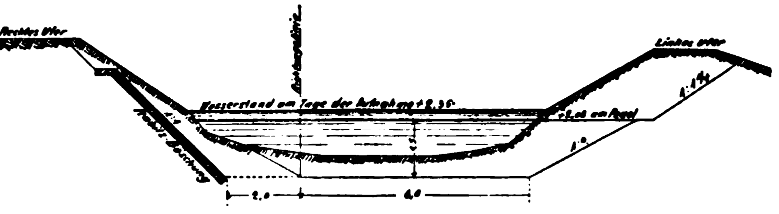


Abb. 19. Querschnitt durch den Wentow-Kanal.

Abb. 20 u. 21. Uferbefestigung nach Bauweise Melocco.

Während man bei den bisherigen Beispielen den Uferschutz durch die Bekleidung einer mehr oder weniger flach geneigten Böschung mit Eisenbetonplatten zu erreichen sucht, verfolgen die beiden nachfolgenden Ausführungen den gleichen Zweck mit einer annähernd lotrechten Wand.

Die von **Hennebique** entworfene, auf einer Probestrecke von 100 m Länge bei (**Terdonck** am Kanal von **Gent nach Terneuzen**[1]) ausgeführte Uferbefestigung stellt die Nachbildung einer hölzernen, verholmten und verankerten Spundwand in Eisenbeton dar (Abb. 22 bis 27).

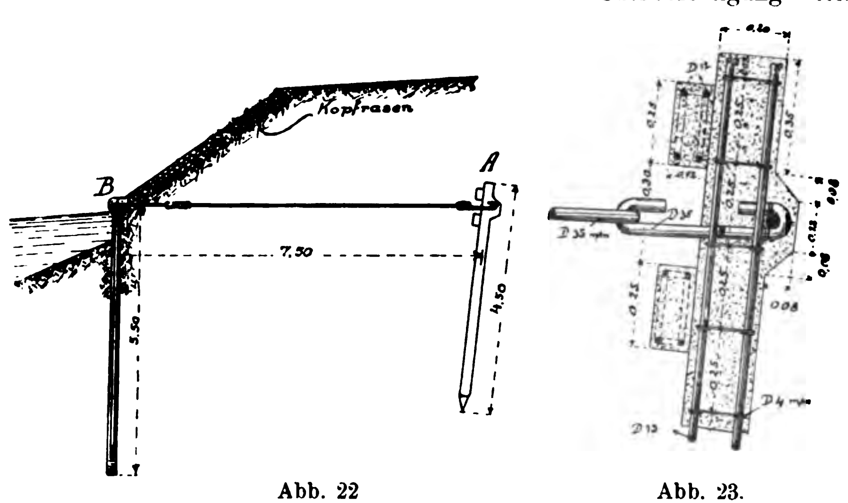


Abb. 22 Abb. 23.
Uferbefestigung am Kanal Terneuzen (Belgien).

Die Eisenbetonspundpfähle sind durch einen eisenbewehrten Holm zusammengefaßt, in den die Eisenstäbe der Spundwand hineinreichen. An diesen Holm greifen die nach einer ebenfalls in Eisenbetonbauweise hergestellten Verankerung geführten, eisernen Anker an.

Zu der aus den Abbildungen erkennbaren Bauart der Spundbohlen ist noch zu bemerken, daß sie an Stelle von Nut und Feder jederseits eine zylinderförmige Aussparung besitzen, in der ein am unteren Ende jeder Bohle angebrachter Eisendübel

[1]) Beton u. Eisen 1902. Heft I, S. 21.

(*d* in Abb. 24 und 25) seine Führung erhält. Nach dem Einrammen wird der Hohlraum zwischen je zwei Bohlen gereinigt, mit Zementmörtel ausgegossen und so eine dichte und widerstandsfähige Verbindung der Bohlen gewonnen.

Es erhellt aus den Abbildungen, daß eine derartige Uferbefestigung, namentlich bei der bedeutenden Tiefe und Stärke der Spundwand, erheblichen Angriffen Trotz bieten kann und, wenn die Anker noch in Beton eingehüllt werden, eine nahezu unbegrenzte Dauer besitzen muß. Allerdings haben die Kosten bei dieser ersten Ausführung die bedeutende Höhe von 144 Mark für 1 m erreicht, so daß von derselben wohl nur in besonderen Fällen Gebrauch gemacht werden wird.

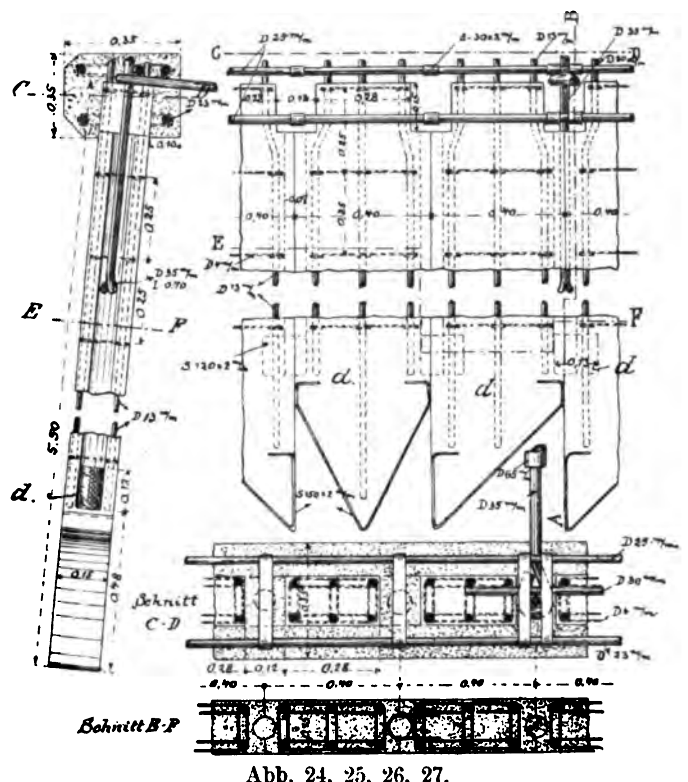


Abb. 24, 25, 26, 27.
Uferbefestigung am Kanal Terneuzen (Belgien).

Ebenfalls eine steile Wand bildet die an der Scheitelhaltung des **Elbe-Trave-Kanals** von **Mölln** bis **Grambeck** und in **Lübeck** vom **Hüxterdamm** bis zur **Sophienstraße** ausgeführte, erheblich billigere Uferbefestigung, die eher Nachahmung verdienen dürfte. Das in Abb. 28 und 29 dargestellte Bauwerk besteht aus in einer Neigung 1 : 4, im Abstande von 2 m eingerammten I-Eisen Nr. 15, die durch fünf wagerechte und zwei kreuzweise angeordnete, 4 mm starke Eisendrähte verbunden sind. Letztere werden durch ein Eisendrahtgewebe von 1 mm Stärke und 4 cm Maschenweite überspannt und das so gebildete kräftige Eisengerippe durch eine 1,30 m hohe und 0,20 m dicke, an Ort und Stelle ausgeführte

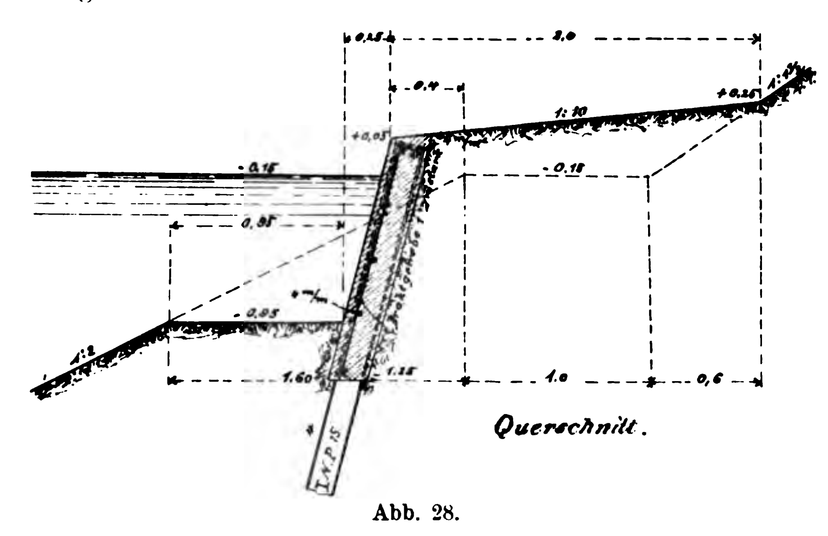


Abb. 28.
Uferbefestigung am Elbe-Trave-Kanal.

Eisenbetonschicht eingehüllt. Die Verankerung wird hier einerseits durch die geneigte Lage der Wand, anderseits durch die Einspannung der tief hinabreichenden I-Eisen erreicht.

Abb. 28 läßt außerdem erkennen, wie die Uferbefestigung sich in den vorhandenen normalen Kanalquerschnitt einpaßt.

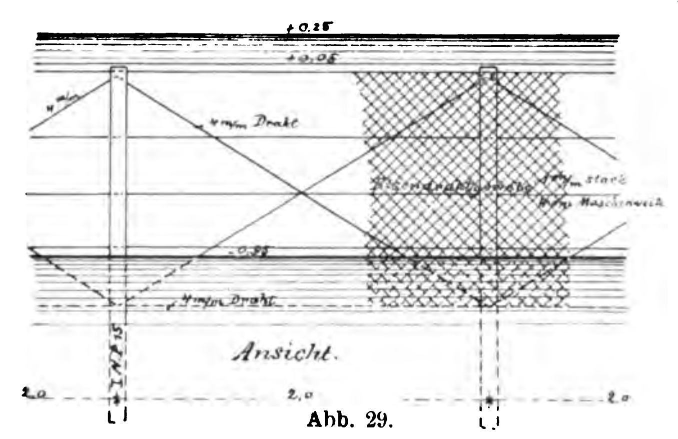
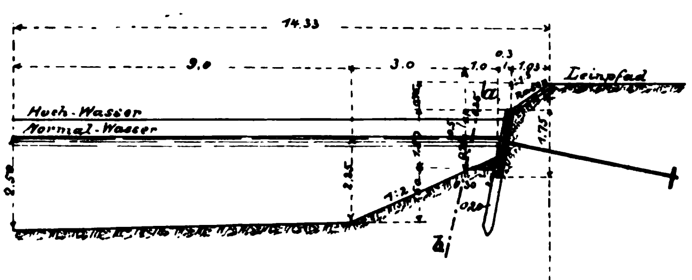


Abb. 29.
Uferbefestigung am Elbe-Trave-Kanal.

An und für sich betrachtet, gewähren steile Uferdeckungen einen größeren Schutz gegen Wellenschlag als geneigte, weil die Wellen sich vor ihnen zum großen Teil zerstören oder brechen; anderseits erfordern sie eine kräftigere Ausführung als geneigte Befestigungen und bei nicht widerstandsfähigem Baugrunde oder zu geringer Wassertiefe eine Befestigung des Untergrundes. Ferner besitzen sie den Vorteil geringen Baustoffaufwandes. Da sie außerdem gegenüber geneigten Befestigungen einen wesentlich kleineren Raum einnehmen, so können für die kräftigere Herstellung aufgewendete Mehrkosten durch Ersparnisse am Grunderwerbe ausgeglichen werden.

Kanalquerschnitt mit steiler Uferbefestigung.



Kanalquerschnitt mit geneigter Uferbefestigung.

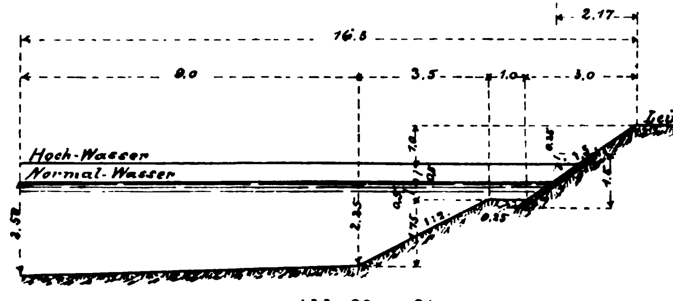


Abb. 30 u. 31.
Vergleich der Kanalbreiten bei geneigter und steiler Uferbefestigung.

Die geneigte Anordnung der Befestigungen gestattet dagegen die leichteste Ausführungsweise, verbindet aber damit den Nachteil, daß die Wellen mit starker Vorwärtsbewegung auf die Böschungen hinauflaufen und entweder zu großer Ausdehnung der Deckung Veranlassung geben oder den über der Befestigung liegenden Teil angreifen; ebenso wird beim Rückfließen der Wellen leicht der Böschungsfuß stark mitgenommen.

Über die zweckmäßigste Gestalt der Uferbefestigung wird daher in jedem einzelnen Falle auf Grund vergleichender Kostenermittlungen Entscheidung zu treffen sein. Der Verfasser glaubt jedoch, daß gerade die große Widerstandsfähigkeit der Eisenbetonkonstruktion bei Aufwendung geringer Materialmengen zur Erfindung und häufigeren Ausführung steiler Bauweisen führen wird.

Wie durch Anwendung einer steilen Uferbefestigung an Grunderwerb gespart werden kann, zeigen Abb. 30 und 31. Der Minderbedarf beträgt auf jeder Seite 16,5 -- 14,33 = 2,17 m, beiderseits mithin für 1 m Kanallänge 4,34 m², ein Wert, der bei der Durchführung eines Kanals durch bebaute Gegenden mit hohen Grunderwerbskosten (in Vororten größerer Städte) wohl in Betracht kommen und unter Umständen die Aufwendung höherer Kosten für die Uferbefestigung rechtfertigen kann.

Die Ausführung der Uferbefestigung wird nach Abb. 32 und 33 vorgeschlagen, indem an Stelle der am Elbe-Trave-Kanal angewandten I-Eisen Eisenbetonpfähle von 20 × 20 cm Stärke treten und an Stelle der an Ort und Stelle herzustellenden Betonschicht 6 bis 8 cm starke Eisenbetonplatten, bewehrt mit je 6 Stück 8 bis 10 mm starken Drähten, eingeschoben werden. Diese Bauweise bietet gegenüber der am Elbe-Trave-Kanal angewandten den Vorteil, daß sie keine zusammenhängende Masse bildet und daß die einzelnen Platten sich bei Wärmeschwankungen frei ausdehnen können, so daß Risse nicht zu befürchten sind. Außerdem sichert die Herstellung der Pfähle und Platten in der Werkstatt ihre gediegene und leistungsfähige Ausführung. Die Verankerung der Pfähle wird entweder aus verzinktem Eisen hergestellt oder nach Anspannung der Anker mit Beton umhüllt, so daß diese Uferbefestigung keine dem Verderben ausgesetzten Teile enthält und daher von unbegrenzter Dauer sein und kaum nennenswerte Unterhaltungskosten verursachen wird.

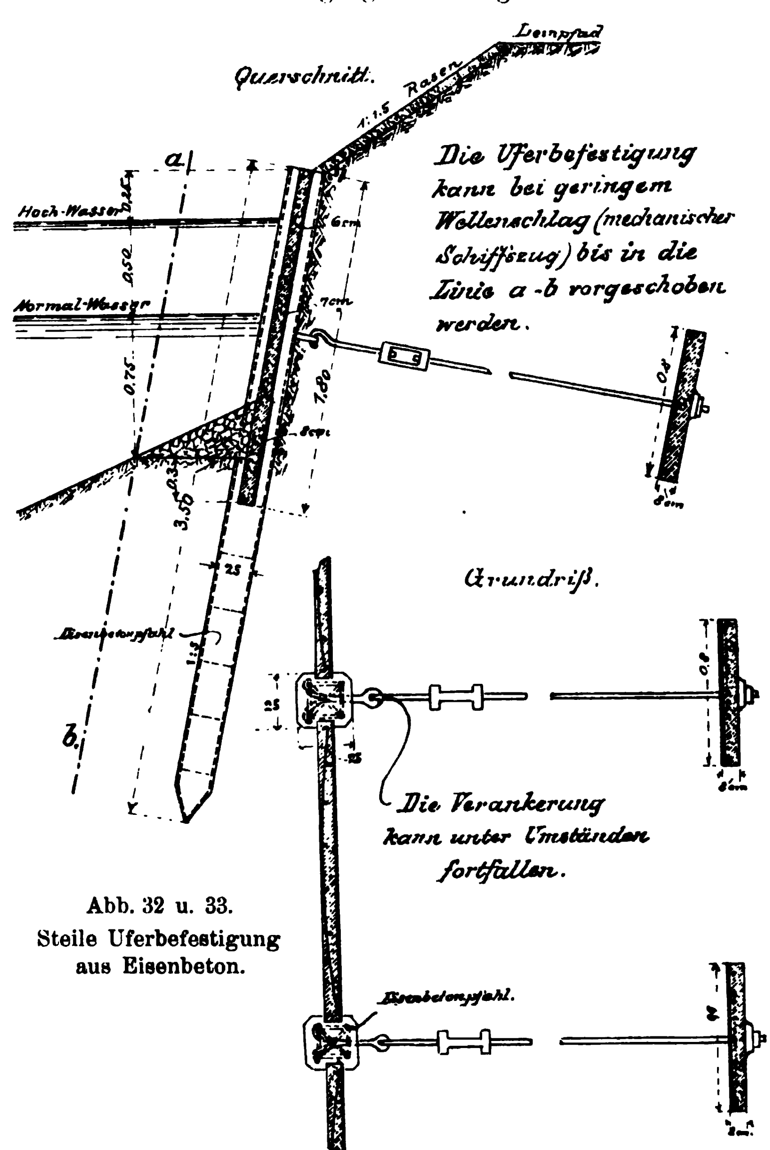


Abb. 32 u. 33. Steile Uferbefestigung aus Eisenbeton.

Bei genügender Länge und Stärke der Pfähle und etwas geneigter Richtung kann die Verankerung wie am Elbe-Trave-Kanal auch ganz fortbleiben. Mindestens die unterste Plattenreihe wird zweckmäßig mit grobem Kies hinterfüllt, um eingedrungenem Tagewasser durch in der Platte vorgesehene Löcher freien Abfluß zu gestatten.

2. Uferbefestigungen an Flüssen.

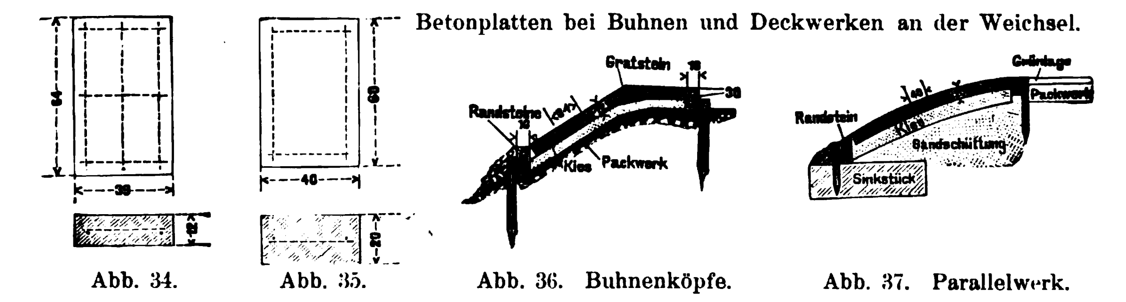
Die Uferbefestigungen an den Flüssen bilden einen Teil der bei der Regelung der Ströme vorkommenden Bauten, die Maßnahmen zur Sicherung der Ufer gegen Abbruch und zur Einschränkung übermäßiger Strombreiten umfassen.

Je nach der Lage dieser Bauten zum Stromstrich unterscheidet man Längs- oder Querbauten, erstere heißen Deckwerke, wenn sie unmittelbar am Ufer, Leit- oder Parallelwerke, wenn sie in einiger Entfernung vom Ufer angelegt werden; letztere führen die Bezeichnung Buhnen, wenn sie zur Einschränkung der Strombreite dienen, und bilden Grundschwellen, wenn sie zur Sohlenbefestigung angeordnet werden.

Der Eisenbetonbau hat bisher bei diesen Bauwerken verhältnismäßig geringe Anwendung gefunden, da bei ihrer großen Ausdehnung meist billigere Materialien, und zwar je nach der Gegend Steine und Kies oder Faschinen vorgezogen wurden. Immerhin liegen einige Beispiele vor, die, wenn sie auch nicht immer als reine Eisenbetonbauten aufzufassen sind, doch zur Ausdehnung dieser Bauweise auf dem Gebiete des Flußbaues und zu weiteren Versuchen Veranlassung geben können.

Die Verwendung von Platten aus Sandbeton zur Pflasterung von Uferdeckwerken und Buhnen ist an der Weichsel[1]) seit dem Jahre 1898 in größerem Umfange vorgenommen worden. Da die unteren Teile dieser Bauten aus Faschinen (Packwerk bezw. Sinkstücken) bestehen und demzufolge Sackungen unterworfen sind, so wurden hier die zu verwendenden Platten in verhältnismäßig kleinen Abmessungen ausgeführt, 40 bis 64 cm lang und 30 bis 40 cm breit bei 12 bis 25 cm Stärke und abgeschrägten Kanten, um den Deckungen eine gewisse Beweglichkeit zu ermöglichen und um bei eingetretenen Versackungen Ausbesserungen durch Aufnahme der Platten, Ausfüllen der Hohlräume und Wiederverlegen der Betonsteine unschwer vornehmen zu können. Das geringe Gewicht der einzelnen Stücke gestattet ferner ihre Handhabung ohne besondere Vorrichtungen.

Während vorwiegend reine Zementbetonplatten in der Mischung 1 Teil Zement und 5 bis 7 Teile Flußsand hergestellt wurden, fanden im Bezirke Culm auch Eisen-



Betonplatten bei Buhnen und Deckwerken an der Weichsel.

Abb. 34. Abb. 35. Abb. 36. Buhnenköpfe. Abb. 37. Parallelwerk.

einlagen von 2,5 mm starkem Draht in $^1/_3$ der Höhe über der Lagerfläche Anwendung, Abb. 34 und 35.

Für die Grate wurden besondere Steine und behufs Erzielung eines gehörigen Verbandes auch halbe Steine angefertigt.

Als Unterbettung erhielten die Platten eine 10 bis 20 cm starke Unterlage aus Weichselkies oder aus Ziegelbrocken und Sand; die Dichtung der Fugen wurde entweder

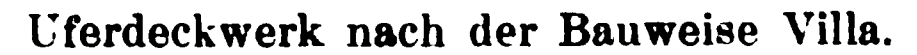
[1]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1902, S. 195.

durch dichtes Aneinanderrücken oder durch Einlagen von geteertem Hanf oder durch Unterlegen von 8 cm breiten Asphaltpappstreifen bewirkt.

Abb. 36 und 37 zeigen die Ausführung der mit diesen Platten hergestellten Befestigungen bei den Buhnenköpfen und Deckwerken, den besonders durch den Eisgang angegriffenen Teilen dieser Bauten. Die Kosten haben im Durchschnitt 5 Mark für 1 m² einschließlich Anfuhr und Verlegen betragen. Nach den bisherigen Beobachtungen haben sich die Betonplatten an der Weichsel gut bewährt.

Durch den italienischen Ingenieur Villa ist eine Uferdeckung erdacht worden, die in Italien, Belgien und Frankreich an Flüssen und Kanälen in größerem Umfange erfolgreich verwendet wurde.[1])

Die Ausführung dieser Deckungen erfolgt unter Benutzung kleiner, 0,25 m im Quadrat bemessenen Betonsteine oder hart gebrannten Ziegel, die an den Stoßfugen sich gegenseitig überdecken und je zwei 20 mm weite Durchbohrungen besitzen, vermittels deren sie auf Kupfer-, Messing- oder verzinkte Eisendrähte gewissermaßen wie Perlen unter Berücksichtigung des Verbandes aufgereiht und so zu biegsamen, zusammenhängenden Matten beliebiger Größe vereinigt werden können (Abb. 38 bis 44). Hierbei


Uferdeckwerk nach der Bauweise Villa.

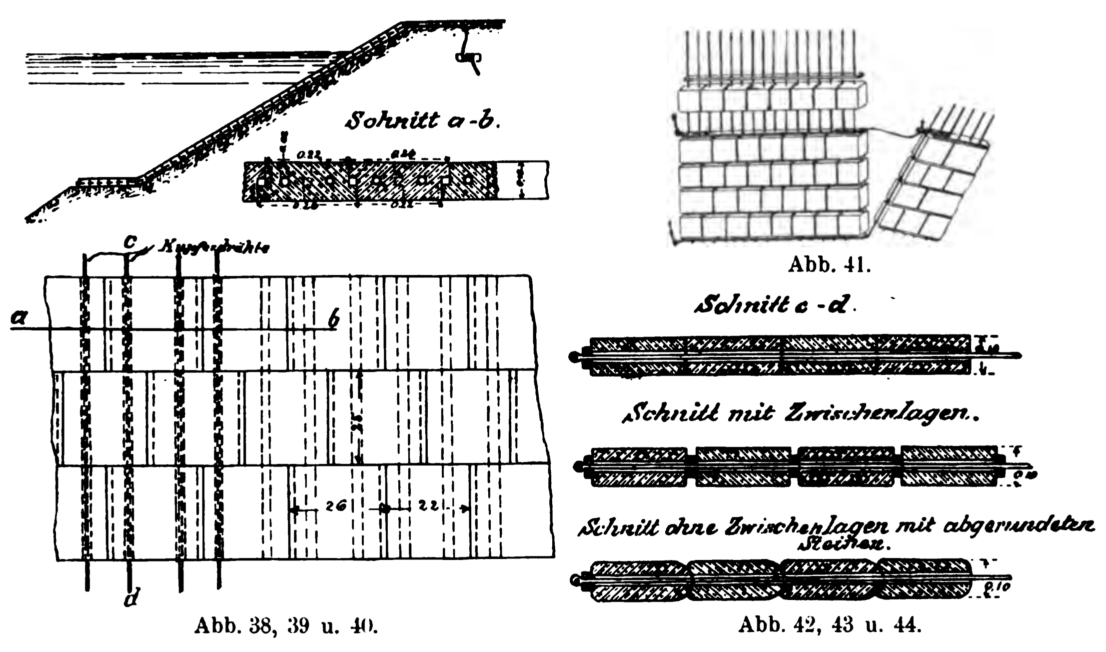


Abb. 38, 39 u. 40. Abb. 41. Abb. 42, 43 u. 44.

werden die Drähte unter der untersten Schicht entweder miteinander verbunden oder an einer Latte oder einem Eisenstabe befestigt, wohingegen die oberen Enden am Uferrand verankert werden.

Neuerdings ist dem um die Anwendung dieser Bauweise besonders verdienten belgischen Ingenieur Fichefet in Brüssel die Benutzung von bleiumhüllten, geglühten Stahl- oder Eisenstäben für die Verbindung der Kunststeine gesetzlich geschützt worden, die vor anderen Metalldrähten den Vorzug größerer Widerstandsfähigkeit gegen Seewasser besitzen.

[1]) Beton u. Eisen 1906. Heft VI. S. 153.

Wo eine besonders große Beweglichkeit dieser Decken gewünscht wird, können in jede Lagerfuge schmale durchlochte Holz- oder Eisenstäbe eingelegt werden oder, wie der Verfasser vorschlägt, die Steine in den Lagerfugen nicht rechteckig, sondern nach Abb. 44 gekrümmt begrenzt werden.

Die Villaschen Uferbefestigungen werden zweckmäßig an Ort und Stelle auf schwimmenden Rüstungen zusammengesetzt und sodann auf das zu deckende Ufer abgelegt, wobei es sich bei geschickter Anordnung unschwer erzielen lassen wird, beliebig lange zusammenhängende Stücke herzustellen. Sie besitzen den Vorteil, mit genügender

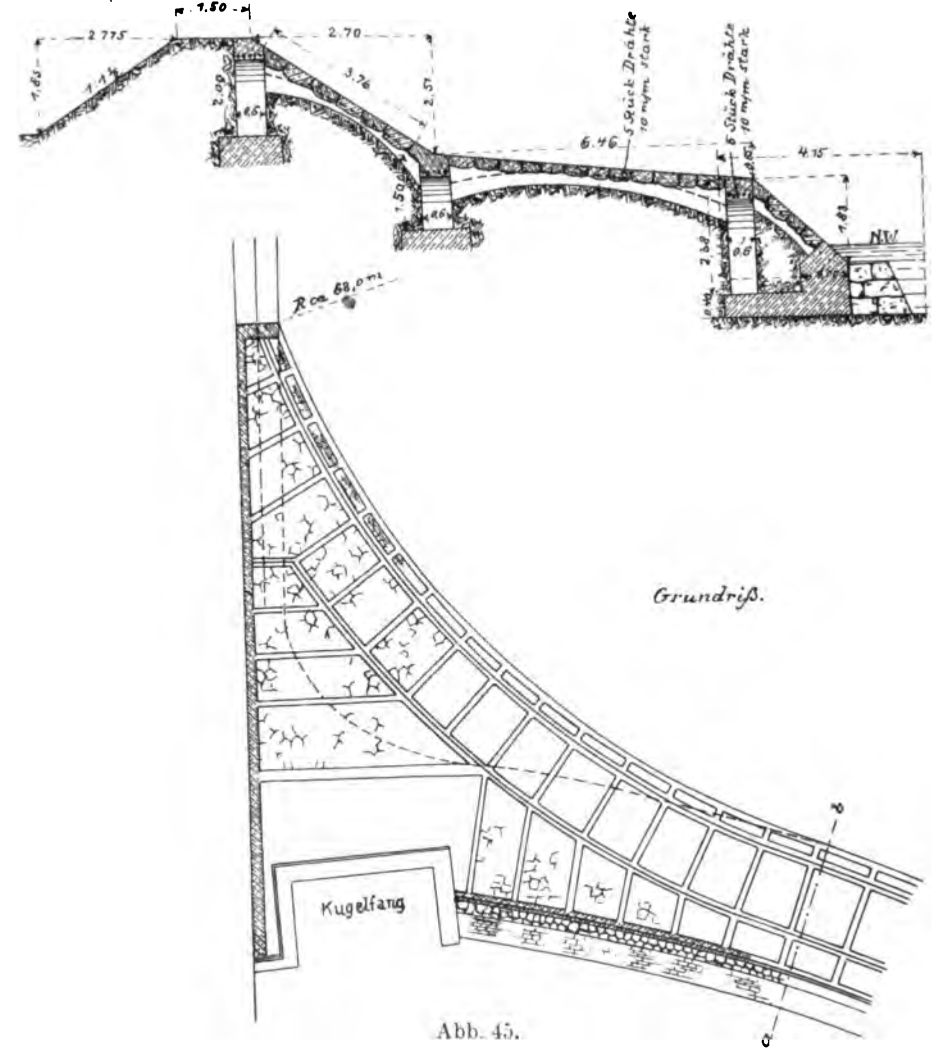


Abb. 45.
Flußuferbefestigung bei Steyr.

Festigkeit und langer Dauer große Beweglichkeit zu vereinigen, die sie befähigt, bei entstehenden Unterwaschungen nachzusinken und dem bedrohten Ufer weiteren Schutz zu gewähren.

Eine gewisse Ähnlichkeit besteht zwischen dieser Uferbefestigung und den zuerst bei der Brennerbahn zum Schutze von Böschungsfüßen angewandten Kettensteinwürfen, die, in zwei sich kreuzenden Lagen versenkt, den zu schützenden Grund mit einem netzartigen Schutz überziehen.

Eine bemerkenswerte Uferbefestigung wurde bei der Regelung des Mitterwassers bei Steyr[1]) zum Schutze des Ortes gegen die verheerenden Einwirkungen des Hochwassers von der Firma Pittel u. Brausewetter in Wien ausgeführt, Abb. 45 und 46.

Das Ufer des hier eine starke Krümmung bildenden Flusses wurde bis über Hochwasser mit einem Netzwerk von auf kleinen Mauerkörpern ruhenden Eisenbetonbalken bedeckt und die so gebildeten Fächer mit einem dichten Pflaster aus an den Kanten behauenen Steinen ausgefüllt. Die einzelnen Pflasterstücke bilden so für sich geschützte Abteilungen, in denen Beschädigungen auf kurze Strecken beschränkt bleiben werden.



Abb. 46.
Flußuferbefestigung bei Steyr.

Die zur Stützung der Eisenbetongurte angeordneten Mauerkörper sind dabei auf einer durch Zementmilcheinspritzung bewirkten Befestigung des Untergrundes errichtet.

Als gleichfalls zur Befestigung stark im Abbruch befindlicher Ufer geeignet erscheint auch bei genügender Sicherung der unteren Böschung durch Steinschüttung die auf Seite 184 bereits beschriebene und in den Abb. 22 bis 27 dargestellte, von Hennebique für den Kanal von Gent nach Terneuzen ersonnene Bauart.

Hiermit besitzt die auf der Insel Jamaika an dem Wag Water River angewandte Uferbefestigung eine gewisse Ähnlichkeit.[2]) Sie befindet sich an der Stromseite

Uferbefestigung am Wag Water River auf Jamaika.

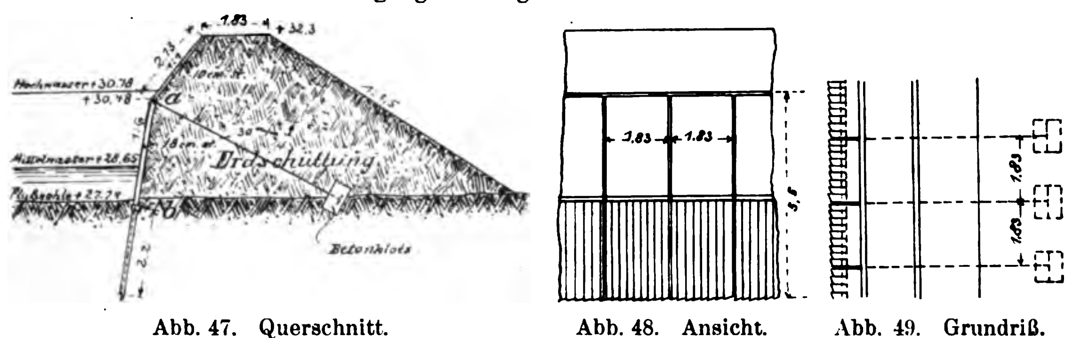


Abb. 47. Querschnitt. Abb. 48. Ansicht. Abb. 49. Grundriß.

eines rund 300 m langen, aus Erde hergestellten Leitdamms, der in Gemeinschaft mit einem kurzen Durchstich bestimmt ist, den sich stark verändernden Lauf des Flusses von dem bedrohten, rechtseitigen Widerlager einer in der Nähe seiner Mündung kreuzenden Eisenbahnbrücke abzuweisen.

[1]) Wochenschrift d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1891. S. 434 ff.
[2]) The Engineering Record 1906 v. 3. März, S. 323 und 324.

Die Uferbefestigung (Abb. 47 bis 53) wird gebildet aus 5,5 m langen, etwa zur halben Länge in 1,83 m Abstand von Mitte zu Mitte in den Boden gerammten I-Eisen von 18 cm Höhe, die etwas unter der Flußsohle durch wagerechte Hartholzbalken von 20 × 13 cm Stärke verbunden werden, gegen welche sich eine 2,20 m lange Spundwand von 6,5 cm Stärke lehnt. Hieran schließt sich bis zum oberen Ende der I-Eisen eine 18 cm starke, zwischen dieselben gestampfte Betonschicht in der Mischung 1 Teil Zement, 4 Teile Sand und 8 Teile Steinschlag an. Den oberen, unter 1 : 1 geneigten Teil des Leitdammes bekleidet eine 10 cm starke Eisenbetonplatte gleicher Zusammensetzung, deren Bewehrung aus einem in der Mitte liegenden Eisennetz besteht; die I-Eisen sind durch 3 cm starke Rundeisen und Betonklötze verankert, deren Verbindungen durch die Abb. 50 und 52 erläutert werden.

Unter den zur Regelung der Flüsse ausgeführten Querbauten, Buhnen und Grundschwellen ist zur Zeit nur eine geringe Anzahl von Beispielen vorhanden, bei denen Eisenbetonbauteile angeordnet wurden.

Außer der bereits auf S. 186 beschriebenen Verwendung von Eisenbetonplatten zur Pflasterung der Buhnenköpfe im Bezirk der Wasserbauinspektion Culm an

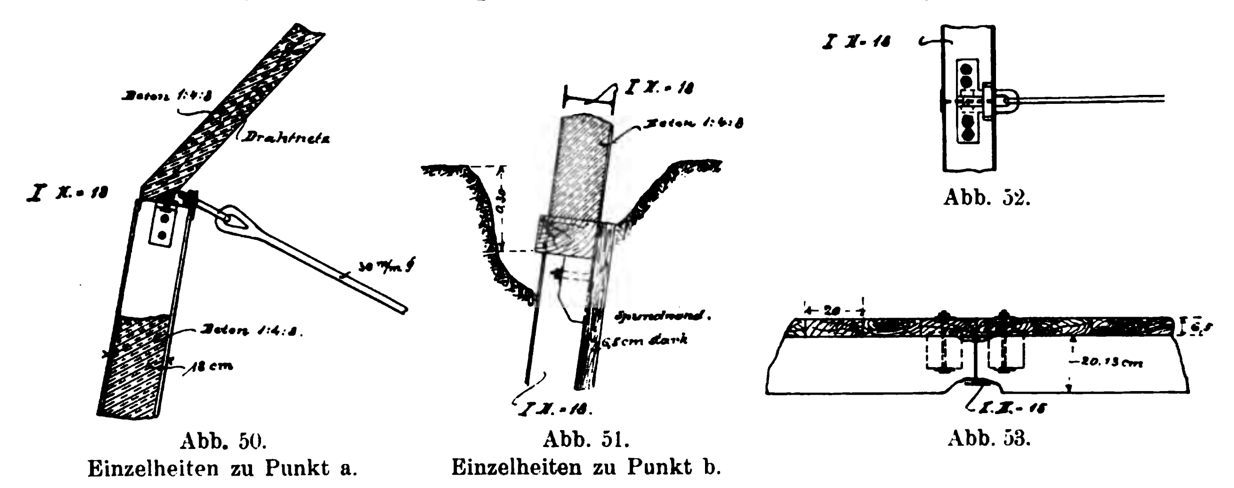


Abb. 50. Einzelheiten zu Punkt a.

Abb. 51. Einzelheiten zu Punkt b.

Abb. 52.

Abb. 53.

Einzelheiten der Uferbefestigungen am Wag Water River.

der Weichsel verdient hier die Buhnenbauweise des amerikanischen Ingenieurs J. W. Fraser besonders Erwähnung, die in seiner Vaterstadt Ottawa (Kanada) erfolgreiche Verwendung gefunden hat.[1])

Fraser legt seiner Bauweise die in Amerika bei dem Holzreichtum des Landes allgemein beliebten Holzkisten (sogenannte crib works) zu Grunde, die zu Buhnen, Wellenbrechern, Kaimauern usw. umfangreiche Anwendung gefunden haben. Diese werden aus dichten Balkenwänden gebildet, die durch kreuzweise angeordnete Rundhölzer verankert, schwimmend an Ort und Stelle geschleppt und durch Belastung und Ausfüllung mit Steinen und Kies versenkt werden.

Die leichte Vergänglichkeit der in der Höhe des Wasserwechsels befindlichen Holzteile führte dazu, diese aus einem dauerhafteren Baustoff herzustellen. Der über Mittelwasser liegende Teil der Holzkisten wurde daher in getreuer Nachbildung der

[1]) Beton u. Eisen 1904, S. 261.

Holzbauweise durch Eisenbetonbalken ersetzt. (Abb. 1 *a* bis *c* auf Tafel III.) Die aufeinander liegenden Eisenbetonbalken der Außenseiten sind durch lotrechte, vergossene Bolzen zu einer festen Wand verbunden, die mit der Gegenseite durch Querbalken verankert wird, deren äußere Teile ebenfalls aus bewehrtem Beton bestehen, während die mittleren Stücke, die sich in der stets feuchten Kiesfüllung befinden, der Kostenersparnis wegen aus Holz beibehalten sind. Die Krone der Buhnen ist abgepflastert, so daß der über Mittelwasser befindliche Teil der Buhnen ganz aus unvergänglichem Baustoff besteht.

Die gleiche Bauweise hat auch im Jahre 1904 bei der Uferbefestigung einer Landungsanlage in dem Hafen von Ottawa Anwendung gefunden (Abb. 2 *a* bis *c* auf Tafel III), indem fünf, 9,14 m breite Holzkisten, von denen vier 56,4 m und eine 45,7 m Länge besaßen, in einem landwärts offenen Rechteck versenkt wurden, auf denen der obere, 2,13 m hohe Aufbau aus 30,5 × 30,5 cm starken, 6 m langen Betonlängsbalken und bis 3,35 m langen Querbalken errichtet wurde.

Die Bewehrung der Balken besteht aus 13 bezw. 19 mm starken Rundeisen, wobei die letzteren in der Richtung der Zugbeanspruchung liegen. Die unterste der Betonbalkenlagen wird durch lotrechte Bolzen mit dem Holzwerk verbunden, während die Verankerung der Außenseiten wie bei den Buhnen durch lotrechte, vergossene Bolzen und wagerechte Betonbalken stattfindet.

Die Ausfüllung der umschlossenen Fläche geschah in der Nähe der Außenseiten durch Schotter und Felssteine, in der Mitte durch gewöhnlichen Boden.

An den Außenseiten sind ferner zum Schutz der Schiffe wagerechte Reibehölzer mit Bolzen befestigt.

Bezüglich der weiteren Anwendung des Eisenbetons bei Buhnenbauten sei auf die von de Muralt für Seebuhnen erfundene Bauweise hingewiesen (siehe S. 207 ff.), die vielleicht einen Weg zeigt, der auch zur Herstellung von Eisenbetonbuhnen im Flußbau führen kann, besonders an Stellen, wo bisher Steinbuhnen verwendet wurden.

Zu den Querbauten sind auch die Grundschwellen und Sohlenausdeckungen der Flüsse zu rechnen. Beide verfolgen das Ziel, die Flußsohle zu befestigen und vor Auswaschungen zu schützen, indem sie einerseits die bedeckte Fläche vor unmittelbaren Angriffen schützen, anderseits durch Erzeugung eines unvollkommenen Überfalles gröbere Geschiebe veranlassen, sich auf der Sohle oberhalb und auf der Schwelle abzulagern und dadurch deren Widerstandsfähigkeit erhöhen.

Obgleich nicht zum reinen Eisenbetonbau gehörig, sei hier doch die Erfindung der Betonsenkwalzen durch den Grazer Ingenieur Feuerlöscher erwähnt. Diese sind den aus einer dichten Buschumhüllung mit Steinfüllung hergestellten, walzenförmigen Senkfaschinen des Flußbaues nachgebildet und bestehen aus zylindrischen, etwa 1 m starken, 6 und mehr Meter langen Körpern, deren Außenhaut aus einem Drahtgewebe und einer Juteeinlage zusammengesetzt wird, während an Stelle der Steinfüllung eine Mischung aus Zement, Sand und Steinschlag tritt. Zur Erhöhung der Festigkeit werden diese wurstförmigen Körper in Abständen von etwa 1 m mit starkem Draht umschnürt (Abb. 54 und 55).

Ihre Anfertigung erfolgt meist an Ort und Stelle auf schwimmenden Gerüsten, von denen sie in frischem Zustande an die ihnen bestimmten Stellen im Flußbett abgerollt werden. Die Betonsenkwalzen besitzen, ebenso wie die mit Faschinen hergestellten, bereits bei der Versenkung in sich eine genügende Festigkeit, um den Angriffen der Strömung zu trotzen, sind aber noch weich genug, um sich dem Unter-

grunde gut anzuschmiegen, während sie anderseits mit der Zeit durch Erhärtung der Betonfüllung eine größere Festigkeit als jene annehmen werden, wobei das Ausspülen des Zementes durch die Juteumhüllung verhindert wird.

Derartige Senkwalzen aus Faschinen haben besonders bei der Regelung der Gebirgsflüsse umfangreiche Verwendung zur Herstellung von Leitwerken und Uferdeckungen gefunden, wozu sie einerseits durch ihre Schwere und anderseits durch ihre Fähigkeit, bei eintretenden Unterspülungen nachzurollen, gut befähigt werden. Es ist anzunehmen, daß hierfür in geeigneten Fällen die weit dauerhafteren Betonsenkwalzen ebenfalls brauchbar sein werden.

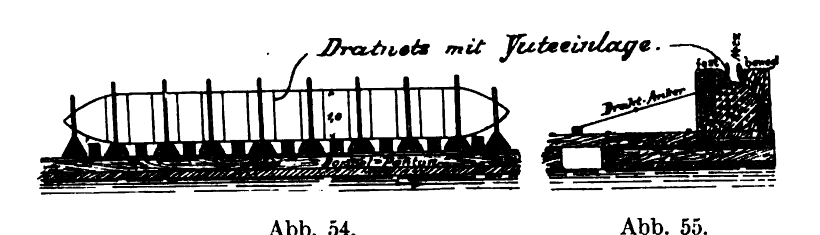
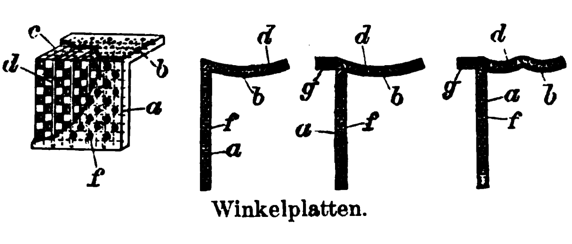


Abb. 54. Abb. 55.
Betonsenkwalze mit Drahtnetz-Umhüllung.

Bisher haben sie mit Vorteil bei der Herstellung einer Sohlenausdeckung unter der über die Salzach oberhalb der Station Lend führenden Eisenbahnbrücke Verwendung gefunden, um die durch die hier sehr stark strömende Salzach bedrohten Brückenfundamente gegen Unterspülung zu schützen.

Die Ausführung der Sohlendeckung erfolgte, indem quer durch das Flußbett unterhalb der Brücke eine Lage von Betonsenkwalzen, parallel zum Flusse gerichtet, dicht bei dicht versenkt wurde.[1]) In ähnlicher Weise werden sie auch an anderen Stellen zur Sohlensicherung bei Brücken nutzbare Verwendung finden können, da sie Steinschüttungen gegenüber den Vorzug besitzen, eine größere, zusammenhängende Masse bei ausreichender Beweglichkeit zu bilden.



Winkelplatten.

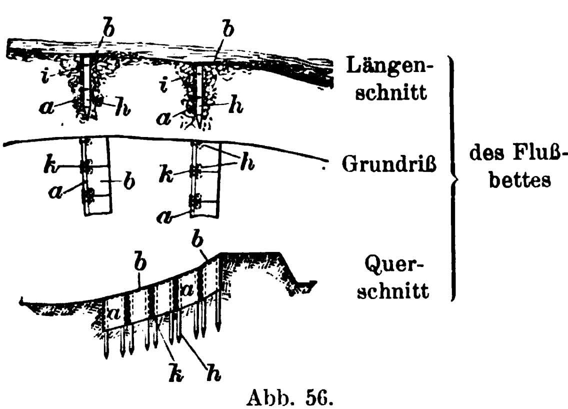


Abb. 56.
Flußsohlenbefestigung nach Pittner.

Ein weiterer Vorschlag zur Sicherung der Sohle zeitweilig trocken laufender Wasserläufe stammt von Franz Pittner in St. Pölten[2]) (Abb. 56). Nach demselben sollen winkelförmige Eisenbetonplatten in Reihen quer zur Längsachse des Wasserlaufes mit dem lotrechten Schenkel so in die Sohle eingebettet werden, daß der wagerechte Schenkel mit derselben bündig liegt. Zur Sicherung ihrer Lage werden die Winkelplatten durch Pfahlreihen unterstützt; zur Durchlassung des Grundwassers ist der lotrechte Schenkel der Platten mit Löchern versehen.

Auf diese Weise können Teile des Flußbettes mit glatten, widerstandsfähigen

[1]) Beton u. Eisen 1906, S. 11 u. 12, ebendaher Abb. 54 u. 55.
[2]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1906, S. 626, ebendaher Abb. 56.

Querstreifen versehen werden, die Angriffe der Sohle und auch zum Teil Ablagerungen auf derselben verhindern werden. Über eine Bewährung nach dem durch Deutsches Reichspatent 174124 geschützten Vorschlage bleiben weitere Nachrichten noch abzuwarten

Besondere Erwähnung verdient hier auch die an dem kleinen, die Stadt Chemnitz durchfließenden Flusse gleichen Namens ausgeführte Sohlen- und Uferbefestigung in Eisenbetonbauweise[1]) (Abb. 57 bis 59).



Abb. 57.
Sohlenbefestigung des Chemnitzflusses.

Es handelte sich hier darum, das Flußbett festzulegen und ihm aus Gesundheitsrücksichten eine glatte Oberfläche zu geben, um auf derselben sich ablagernde Sinkstoffe, die im Sommer häufig üble Gerüche entwickeln, leicht entfernen zu können. Zu dem Zweck wurde in der Mitte des Flüßchens eine 3 m breite, 0,5 m tiefe Niedrigwasserrinne aus muldenförmigen Eisenbetonplatten von 25 cm Stärke und 78 cm Breite hergestellt (Abb. 57 und 58), die durch je vier Rundeisen von 5 mm Durchmesser bewehrt wurden. Seitlich schließen sich hieran in je 8,5 m Breite mit Nut und Feder bogenförmiger Gestalt, ineinandergreifende Platten von 1 bis 2 m Länge, 0,10 cm Stärke und 0,25 m Breite an, die je

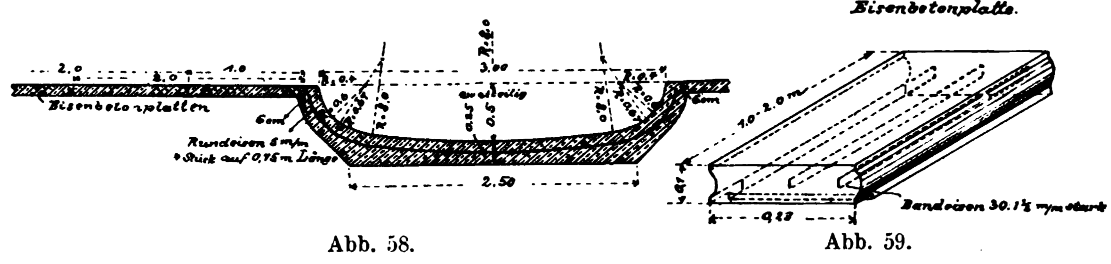


Abb. 58.
Querschnitt der Flußsohle des Chemnitzflusses.

Abb. 59.
Eisenbetonplatte der Seitenflächen.

drei Flacheiseneinlagen von 30 × 1,5 mm Größe erhalten haben (Abb. 59). Als seitliche Abschlüsse der 8,5 m breiten, 1 : 50 geneigten Seitenflächen dienten Betonschwellen von 40 × 40 cm Querschnitt und 60 cm Länge.

Die Betonmischung bestand aus 1 Teil Zement, 3 Teilen Kiessand und 5 Teilen Steinschlag; alle Fugen wurden mit einem Zementmörtel 1 : 2 ausgegossen; hierfür wäre wohl zweckmäßiger Asphalt gewählt worden. Die Unterbettung der Platten bestand aus an Ort und Stelle vorhandenem, festgestampften Kies mit einer 2 cm starken ausgleichenden Sandschicht.

Das 210 m lange, 20 bis 23 m breite Bauwerk hat bisher seinen Zweck gut erfüllt und den ersten Winter ohne sichtbare Schäden überstanden. Die Kosten betrugen einschließlich aller Nebenausgaben 6,15 Mark für 1 m².

3. Uferbefestigungen an der See.

Durch die ständig wirkenden Angriffe von Wellen und Strömungen befinden sich fast alle vorspringenden Punkte der Küsten in Abbruch, der je nach der Beschaffenheit

[1]) Zement u. Beton 1905, S. 201, ebendaher Abb. 58 u. 59.

derselben schnellere oder langsamere Fortschritte macht. Diesen zerstörenden Wirkungen gegenüber sind die Uferbefestigungen an der See bestimmt Einhalt zu tun, um sowohl den Landverlust zu verhindern, als auch blühende, tiefgelegene Küstengebiete gegen den Einbruch der See und ihre verheerende Wirkung zu schützen.

So verschieden, wie je nach der Lage der betreffenden Küste die Stärke und Richtung der angreifenden Kräfte ist, so mannigfaltig sind auch die Formen des Uferschutzes, deren Gestaltung weiterhin auch wesentlich von dem Preise der an Ort und Stelle verfügbaren Baustoffe abhängt. Häufig wurde bisher der hohen Transportkosten wegen weniger dauerhaftes Material benutzt, wodurch zwar geringe Herstellungskosten erreicht wurden, denen aber die dauernde Aufwendung großer Mittel für die Unterhaltung der Bauwerke gegenüberstand. Hierin ist in neuerer Zeit mit der Vervollkommnung der Zementfabrikation eine langsame Wendung eingetreten, indem es möglich wurde, mit dem leicht beförderbaren, in Tonnen verpackten Zement und dem an den meisten Küsten in hinreichender Menge vorhandenen Sand und Kies an Ort und Stelle künstliche Bausteine zu bilden und damit ohne große Transportkosten dauerhafte Baustoffe zu erhalten.

Bei der Größe der angreifenden Kräfte mußten die Schutzwerke dementsprechend stark und teuer gehalten werden und erforderten daher immer noch einen verhältnismäßig hohen Baustoff- und Kostenaufwand.

Unter diesen Umständen ist es begreiflich, daß sich gerade bei den Seebauten die Augen der Ingenieure auf jede Neuerscheinung unter den Baustoffen und Bauweisen richten, um bessere und die oben geschilderten Übelstände vermeidende Bauwerke zu ersinnen.

Die Eisenbetonweise scheint besonders berufen, hier helfend einzutreten, denn sie verbindet mit dem Vorteil der Anfuhr geringer Baustoffmengen — Zement und Eisen — große Dauerhaftigkeit und Widerstandskraft und läßt sich leicht in jede gewünschte Form bringen.

Aus diesem Grunde ist trotz der Neuheit der Bauweise auch an den Seeküsten schon eine beträchtliche Anzahl von Bauwerken aus Eisenbeton vorhanden, über deren Bewährung allerdings die Erfahrungen noch nicht abgeschlossen sind.

Die Schutzwerke[1]) an der Seeküste zerfallen in ähnlicher Weise wie die an den Flüssen in zwei Hauptgruppen, Parallelwerke und Buhnen, je nachdem sie gleichlaufend zur Küste oder gegen diese vorspringend angeordnet werden.

α) Parallele Uferschutzwerke.

Die Parallelwerke sind ihrer Natur nach bestimmt, das unmittelbar hinter ihnen liegende Ufer zu schützen. Je nach ihrer Lage decken sie niedrige Ufer, hinter denen sich weite, bei Hochwasser überschwemmte Flächen ausdehnen, sie sind dann zur Zeit des stärksten Wellenschlages völlig überflutet, oder sie dienen dem Schutz höherer, nicht am tiefen Wasser gelegener Uferstrecken, so daß sie dem stärksten Wellenschlage unmittelbar ausgesetzt sind.

Die Stärke des Wellenangriffs und damit die Abmessungen der Schutzwerke hängen wesentlich von ihrer Querschnittsgestaltung ab.

Die steilste Form (Abb. 60) erfordert die widerstandsfähigste Bauweise, nimmt aber auch den geringsten Raum ein und schützt die dahinterliegende Oberfläche mit Sicherheit, weil sich die Wellen davor zerstören und brechen, anderseits erfordert

[1]) Vergl. Handbuch der Ingenieurwissenschaften, III. Bd., 3. Abt., Kap. XVIII.

sie einen festen Untergrund, da der Fuß bei nicht genügender Wassertiefe stark angegriffen wird.

Demgegenüber gestattet die schräg geneigte Form (Abb. 61) die leichteste Art der Ausführung; sie befördert aber das hohe Hinauflaufen der Wellen und zwingt dadurch

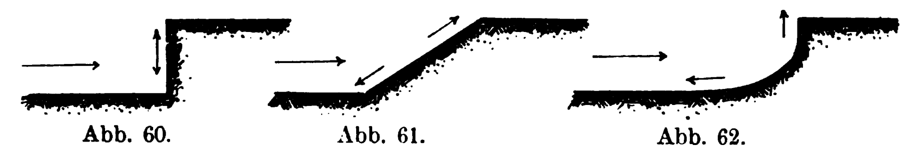


Abb. 60. Abb. 61. Abb. 62.
Formen paralleler Uferbefestigungen.

zu weiter Ausdehnung der Befestigung, während sie das Angreifen des Fußes durch die rücklaufenden Wellen nicht verhindert.

Eine Zwischenform bildet die nach oben konkave Form (Abb. 62), deren oberer steiler Teil die Wellen zwingt, in die Höhe zu steigen und in sich zusammenzustürzen, während der untere, fast horizontale Teil die rücklaufenden Wellen in die Richtung des Untergrundes leitet und so einen geringeren Angriff desselben bewirkt.



Abb. 63.
Uferbefestigung vor der Stadt Galveston während der Herstellung.

Für die beiden letztgenannten Formen findet man an den holländischen und deutschen Küsten zahlreiche Beispiele; eine neuere Ausführung der konkaven Form unter Verwendung von Eiseneinlagen bildet die neue Ufermauer[1]) der auf einer Insel im Meerbusen von Mexiko gelegenen Stadt Galveston (Abb. 63 und 64). Das Schutzwerk besteht aus einer auf Pfahlrost ruhenden, nach oben konkav gekrümmten Betonmauer von 4,8 m unterer Breite und 5,1 m Höhe, die an der Seeseite in der Gegend des stärksten Wellenstoßes 2,7 m lange Eiseneinlagen aus sogenanntem Johnsoneisen in 0,9 m Abstand erhalten hat. Zum Schutz gegen Unterspülung ist unter der Mauer hinter der ersten Pfahlreihe eine 6 m lange Spundwand vorgesehen und zur Sicherung des Fußes eine 8 m breite Steinschüttung angeordnet.

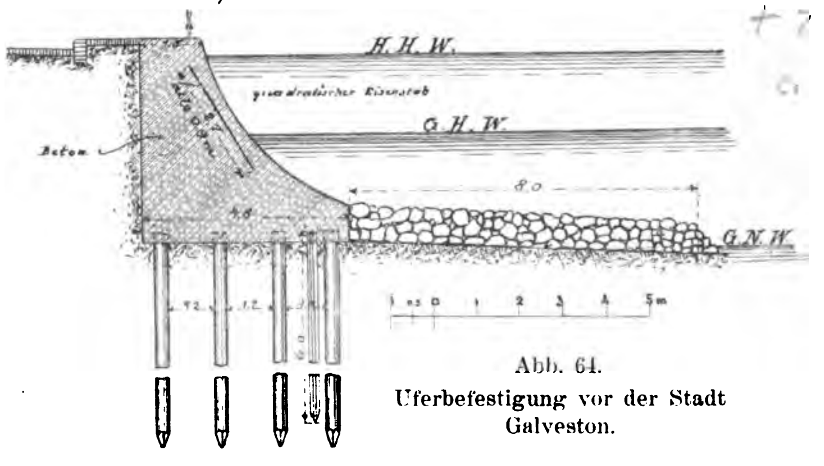


Abb. 64.
Uferbefestigung vor der Stadt Galveston.

Auch die bei der „Groten Höll“, dem „Trichter“ und dem „Kasteal“ zur

[1]) Zement und Beton 1905, S. 285, ebendaher Abb. 63 u. 64.

Zeit ausgeführten Schutzmauern zur Erhaltung der Felseninsel Helgoland haben Eiseneinlagen zur Erhöhung der Standsicherheit erhalten.

Sie besitzen gleichfalls die konkav gekrümmte, hier sogar bis über die Lotrechte hinausgeführte Form und bestehen aus Stampfbeton, der im unteren Teile mit Granitblöcken verblendet ist.

Die Eiseneinlagen bilden ein Netz aus 10 und 55 mm starken Rundstäben und befinden sich in der in Abb. 65 dargestellten Lage. Nach Ansicht des Verfassers würden sie ihren Zweck, die Verstärkung des oberen Mauerteils gegen den Wellenstoß, besser erfüllen, wenn sie nahe der vorderen Mauerkante in mehr lotrechter Richtung angeordnet wären.

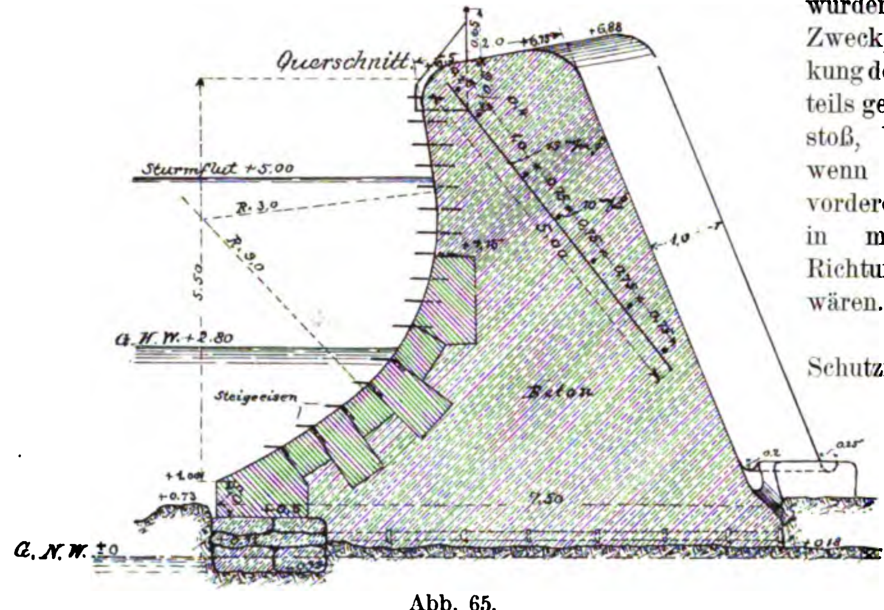


Abb. 65.
Uferschutzmauer auf Helgoland.

Während die Schutzmauer bei Galveston und die obigen Schutzmauern auf Helgoland dem Anprall der Wellen von Niedrigwasser an, also jederzeit widerstehen müssen, dienen die nachfolgend beschriebenen Werke dem Schutze nicht an tiefem Wasser gelegener Dünen oder Deiche, sie werden daher nur bei Hochwasser und Sturmfluten vom Wellenschlag erreicht.

Eine ganze Reihe von Ausführungen liegen hierfür in der Bauweise Möller (vergl. S. 178ff.) vor.

Abb. 66 und 67 stellen den Querschnitt und die Herstellungsweise der nur 6 cm starken Uferbefestigungen mit Erdankern dar, wie sie im Jahre 1898 bei Kiel zwischen Holtenau und Friedrichsort auf 1700 m Länge und am Wyker Strande[1]) in einem Umfange von 2000 m² durch die Firma Holm u. Molzen in Flensburg errichtet

Abb. 66. Querschnitt.
Uferschutz am Wyker Strande.

[1]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1899. S. 284, ebendaher Abb. 66 u. 67.

wurden. Hierbei wurden künstliche Fugen mit Papp-Ein- und -Unterlagen nur in Entfernungen von etwa 20 m nach Beendigung einer Tagesleistung angeordnet. Das früher über die Anordnung solcher Fugen in geringerem, etwa 2,5 m großem Abstande Gesagte gilt auch hier; infolge der großen Entfernung der künstlichen Fugen konnte die Bildung wilder Querrisse nicht verhindert werden. Die angewendete Betonmischung bestand aus 1 Teil Zement, 4 Teilen Sand und 8 Teilen Steinen.

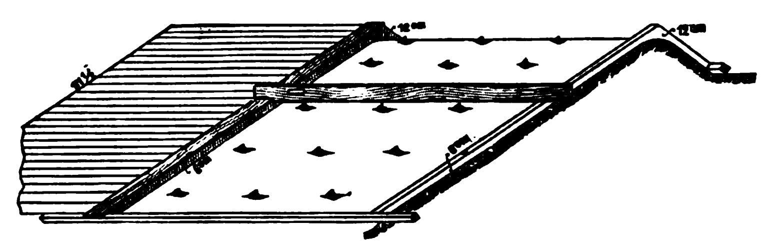


Abb. 67. Arbeitsvorgang.
Uferschutz am Wyker Strande.

Beide Ausführungen haben sich, soweit bisher bekannt geworden ist, gut gehalten, obschon eine besondere Sicherung des Fußes nicht vorgenommen wurde. Die Abb. 68 und 69 erläutern die Herstellung und das Aussehen des fertigen Bauwerks. Eine ähnliche, an der Nordsee

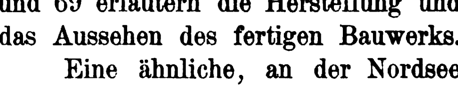






Abb. 68. Abb. 69.
Uferschutz zwischen Friedrichsort und Holtenau während und nach der Ausführung.

im Jahre 1895 auf der Insel Föhr bei Wyk hergestellte, 12 cm starke Uferbefestigung erlitt bei der ersten Herstellung durch eine überraschend auftretende Sturmflut einen ernsten Unfall, hat sich aber seit ihrer Vollendung gut bewährt.[1]) Abb. 70 zeigt die Anordnung des Bauwerks im Querschnitt. Die Uferdecke besteht aus einer 4 cm starken Unterlage aus 1 Teil Zement und 8 Teilen Strandsand, durch diese Schicht führen die Erdanker, deren hervorstehende Drahthaken zur Verankerung der oberen Decklage von 8 cm Stärke dienen, die aus einer Mischung von 1 Teil Zement, 5 Teilen Sand und Steinen hergestellt und mit einem über die Unterlage ausgebreiteten Drahtnetzgewebe bewehrt wurde.

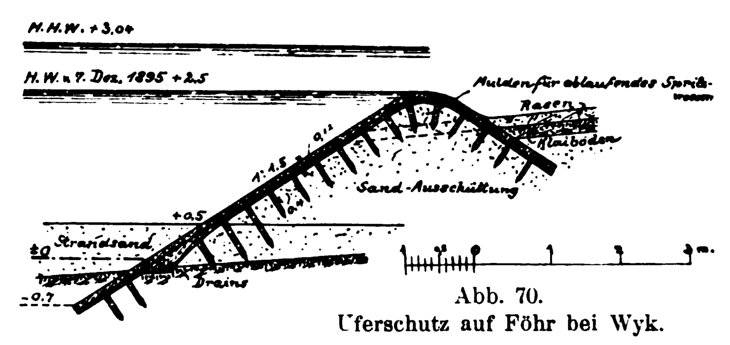


Abb. 70.
Uferschutz auf Föhr bei Wyk.

[1]) Möller, Grundriß des Wasserbaues, Bd. II. S. 517 ff. — Beton-Kalender 1906. S. 229, ebendaher Abb. 70.

Der Böschungsfuß ist zur Sicherung gegen Unterspülungen bis 0,7 m unter das gewöhnliche Hochwasser hinabgeführt, während die Kappe nach rückwärts behufs Vermeidung von Hinterspülungen verlängert wurde. Von Wichtigkeit ist für diesen Zweck auch die Befestigung des Hinterlandes, die hier durch eine Klei- und Rasenschicht vorgenommen wurde. Zur Abführung des sich hinter dem Schutzwerk ansammelnden Spritzwassers dienen in der Kappe angeordnete Mulden. Besonders zu beachten sind auch die zur Abführung etwaigen Sickerwassers am Fuße eingelegten Drainröhren.

Die Ausführung wurde ungünstig dadurch beeinflußt, daß die zu schützende Uferstrecke im oberen Teil erst kurz vor der Betonierung angeschüttet werden konnte, so daß nachträgliche Sackungen des Bodens und die Bildung von Rissen unvermeidlich waren.

Eine weitere vervollkommnetere Anwendung der gleichen Bauweise stellt der bei dem Ostseebade Cranz im Herbst des Jahres 1900 auf 50 m Länge hergestellte Uferschutz dar. Das Werk befindet sich hinter einem vorhandenen Uferschutzwerk, das aus einer doppelten Pfahlreihe mit Steinfüllung gebildet und gleichzeitig als Uferpromenade für den beliebten Badeort ausgebaut ist. Abb. 3a bis e auf Tafel III stellen die Gesamtanordnung und einen Querschnitt des Schutzwerkes dar, wie er auf dem größten Teil der Strecke zur Ausführung gelangt ist. Die äußere Begrenzungslinie hat eine leicht konkave Form in Würdigung der eingangs auf S. 194ff. ausgeführten Umstände erhalten, deren oberen Abschluß eine stärkere Betonnase bildet, die übrigens auf einer kurzen Strecke behufs Vermeidung von Rissen infolge der ungleichen Betonstärken versuchsweise mit einem Hohlraum versehen wurde (Abb. 3d, Tafel III).

Besonders sorgfältig wurde hier die Sicherung des Fußes durch eine Steinpackung zwischen einer äußeren, dichtgerammten Rundpfahlreihe und einer inneren Spundwand vorgenommen und ferner der Gefahr einer Hinterspülung durch Ausdehnung des Betonschutzes bis auf 2,70 m hinter die vordere Kante vorgebeugt.

Die eigentliche Betondecke ist wie bei den früheren Ausführungen durch Erdanker mit dem Boden verbunden und hat eine, entsprechend der Größe des Erddrucks von oben nach unten zunehmende Stärke von 9 bis 14 cm erhalten, während die Deckung des oberen anschließenden Geländes nur 5 cm stark ausgeführt ist.

Die quer zur Böschung angeordneten Eiseneinlagen werden durch 8 mm starke, vom Fuß bis fast zur hinteren Begrenzung durchreichende Rundeisenstäbe gebildet. Zur besseren Verbindung der Anker mit der Betonschicht sind unter die Haken noch 12 cm lange Rundeisenstücke von 7 mm Durchmesser geschoben (Abb. 3e, Tafel III). Verwendet wurde eine mit Süßwasser angemachte Betonmischung aus 1 Teil Zement, 3 Teilen Sand und 4 Teilen Steinbrocken, die ihrerseits je zur Hälfte aus 1 bis 2 cm großen Kieseln und bis 7 cm großen Granitbrocken zusammengesetzt waren.

Zur Vermeidung von Rissen wurden künstliche Fugen in einem Abstand von 2,70 m angeordnet, deren Dichtung durch Ein- und Unterlagen aus doppeltgeteerter Dachpappe erfolgte (Abb. 3c auf Tafel III).

Die Herstellung der Betonschichten erfolgte von unten nach oben fortschreitend, wobei die fertiggestellten Teile durch ausgelegte leere Säcke gegen stärkere Eindrücke geschützt wurden. Wie bei den bisher beschriebenen Bauwerken lag die Bauausführung in den Händen der Firma Holm u. Molzen in Flensburg, welche dazu nur einen Zeitraum von 17 Tagen benötigte.

Infolge günstiger Nebenumstände, wie großer Nähe des Bahnhofs, günstigen Wetters usw., stellte sich der Einheitspreis des Schutzwerks ohne die Maßnahmen zur Sicherung des Fußes auf rund 6,2 Mark für 1 m².

Bei der an der Westerplatte bei Neufahrwasser in rund 100 m Länge nach Möllerscher Bauweise im Jahre 1901 hergestellten Uferdeckung (Abb. 71 und 72) war den bei der Ausführung in Cranz so sorgfältig gesicherten Hauptangriffspunkten am Fuße und an der Hinterkante der Betondecke nicht in gleichem Maße Beachtung geschenkt worden. Während in Cranz die Sicherung des Fußes des schon durch das vorhandene Schutzwerk etwas geschützten Bauwerks bis — 0,7 m unter Mittelwasser hinabgeführt wurde (Abb. 3a, Tafel III), lag in Neufahrwasser der tiefste Punkt des nur durch eine mit Steinen belastete Faschinenpackung geschützten Fußes auf 1,33 m über Mittelwasser (Abb. 71) und während der Schutz des hinter dem Deckwerk liegenden Erdreichs in Cranz bis auf 2,70 m von der vorderen Kante ab ausgedehnt wurde, hielt man hier eine Breite von 0,51 m für ausreichend.

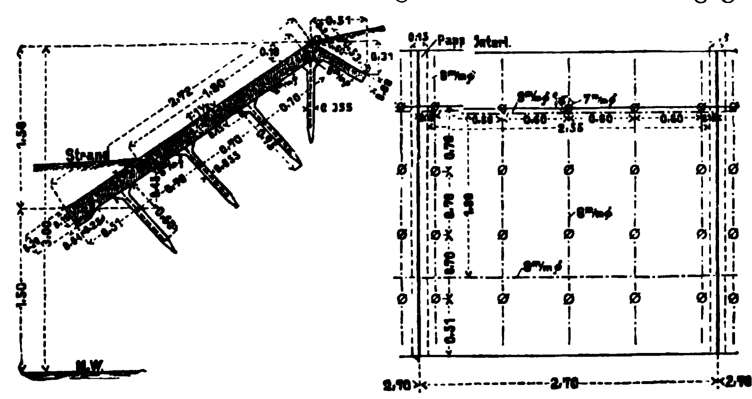


Abb. 71. Querschnitt. Abb. 72. Aufsicht.
Uferschutz auf der Westerplatte bei Neufahrwasser (Ältere Ausführung).

Infolgedessen trat bei der Sturmflut vom 13. und 14. Januar 1905 eine Unter- und Hinterspülung des Werkes ein, die zu seiner völligen Zerstörung führte, wohingegen die Deckung in Cranz sich gut bewährte.

Dieser ungünstige Erfolg kann somit nicht der Bauweise des Eisenbetonuferschutzes zur Last gelegt werden, sondern muß vielmehr in der Gesamtanordnung des Bauwerks gesucht werden.

Auch Fülscher[1]) weist in seinem Buche „Über Schutzbauten zur Erhaltung der ost- und nordfriesischen Inseln“ mehrfach auf die bei Strandschutzwerken zu beobachtenden Hauptgesichtspunkte hin. Aus den an den friesischen Inseln gemachten Erfahrungen ist zu entnehmen, daß der Bestand eines Uferschutzwerks ausreichend gesichert werden kann, indem man einerseits den Fuß genügend tief hinabführt und ihn am besten noch durch eine, in dauernd feuchtem Erdreich angeordnete, mit Steinen beschwerte Faschinenlage schützt, anderseits dem Werke eine hinreichende Höhe über Hochwasser gibt, um eine Beschädigung des Hinterlandes durch hinüberschlagende Wellen zu verhüten, und das Ufer hinter dem Schutzwerk noch in angemessener Weise befestigt.

Diesen Umständen war bei dem Bau in Cranz mehr Bedeutung beigemessen worden als auf der Westerplatte, ferner erhob sich dieses Schutzwerk nur 3 m über Mittelwasser, während in Cranz die Oberkante auf + 4 m über Mittelwasser liegt, vergl. Abb. 71 und Abb. 3a auf Tafel III.

Bei der im Frühjahr 1905 erfolgten Neuausführung des Werkes an der Westerplatte wurde sowohl der Fuß tiefer, auf 0,5 m über Mittelwasser, angelegt,

[1]) Fülscher, Über Schutzbauten zur Erhaltung der Ost- und Nordfriesischen Inseln. Berlin 1905.

als auch die Höhe um 1 m auf 4 m über Mittelwasser vergrößert und außerdem die Kappe bis auf 1,5 m hinter die vordere Kante verlängert und durch eine Reihe von Erdankern gesichert.

Das auf Tafel III, Abb. 4a dargestellte Bauwerk zeigt auch die hier noch reichlich hoch, nicht mehr im feuchten Sande liegende Faschinenvorlage und die Anordnung der Eiseneinlagen. Außer den in 0,60 m Abstand angeordneten 8 mm starken Rundeisenstäben sind drei wagerechte Längsstäbe gleicher Stärke angeordnet, die in eigenartiger Weise unter den in 2,70 m Abstand liegenden, künstlichen Querfugen (Abb. 4d auf Tafel III) hindurchgeführt sind, um die einzelnen Platten zu verbinden und ihnen gleichzeitig eine geringe Beweglichkeit zu gestatten; dem gleichen Zweck dienen fünf kurze, an den Fugen vorgesehene, bügelförmig gekrümmte Quereisen *b* (Abb. 4b auf Tafel III). Die aus einer Betonmischung 1 : 3 : 4 hergestellte Decke wächst von 10 cm oberer Stärke nach dem Fuße zu bis auf 16 cm und besitzt einen in der Mischung 1 : 4 : 6 hergestellten stärkeren Fuß. Beide Ausführungen wurden durch die Firma Holm u. Molzen in Flensburg bewirkt. Besonders zu beachten ist, daß es für erforderlich gehalten wurde, die bei den ersten Ausführungen sehr gering bemessene Betonstärke bei den neueren Ausführungen mehr und mehr zu erhöhen.

Infolge der günstigen Höhenlage zum Wasserspiegel konnte bei den bisher beschriebenen, vorwiegend an der Ostsee belegenen Uferdeckungen Möllerscher Bauweise die Ausführung und Erhärtung der Betondecke ungestört an Ort und Stelle vor sich gehen; anders liegen die Verhältnisse jedoch an der Nordsee, wo infolge des durch die Ebbe- und Fluterscheinung bewirkten, täglichen Wasserstandwechsels wesentlich schwierigere Verhältnisse obwalten. Bei den in den Jahren 1899 und 1900 an der Hallig Gröde ausgeführten Versuchen hat sich herausgestellt, daß eine vorzeitige Berührung des noch nicht völlig erhärteten Betons mit dem Seewasser den Erhärtungsvorgang ungünstig beeinflußt, so daß an solchen Stellen später Abbröckelungen entstehen.

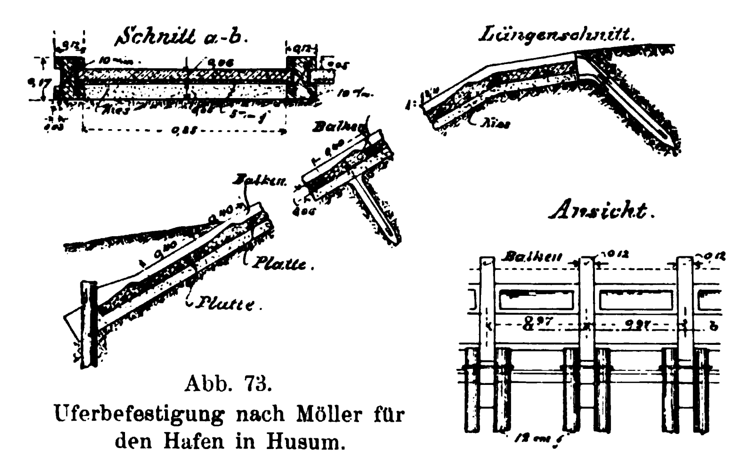


Abb. 73.
Uferbefestigung nach Möller für den Hafen in Husum.

Dieser Umstand führte Professor Möller zu der in Abb. 73 dargestellten Uferbefestigung,[1]) die für den städtischen Hafen in Husum geplant und ihm gesetzlich geschützt ist. Bei derselben werden die einzelnen Betonteile in der Werkstatt hergestellt und nach genügender Erhärtung an Ort und Stelle verwendet. Der Uferschutz wird in der Weise bewirkt, daß man in 0,97 m Abstand 0,12 × 0,17 m starke, mit Rundeisen bewehrte und an beiden Längsseiten mit 3 cm tiefen Nuten versehene Balken quer zur Böschung verlegt, in die darauf 6 cm starke Eisenbetonplatten eingeschoben werden. Die Betonbalken stützen sich am unteren Ende mit einer Nase gegen einen durch zwei Pfähle gesteckten Bolzen und können außerdem durch Erdanker an beliebigen Stellen, z. B. in der Mitte und am oberen Ende, mit dem Erdboden verbunden werden, während die Dichtung der von oben

[1]) Möller, Grundriß des Wasserbaues II. S. 531, ebendaher Abb. 73.

herabgelassenen, zunächst frei über dem Boden schwebenden Platten durch Unterstopfung mit grobem Kies erreicht wird. Es ist leicht begreiflich, daß diese Bauweise den früheren Ausführungen gegenüber mannigfache Vorteile besitzt. Durch die Anfertigung der Betonteile in der Werkstatt wird ihre gediegene Ausführung gewährleistet; die schon bei den Uferbefestigungen an Kanälen empfohlene Unterbettung aus Kies sichert eine gute Abführung eingedrungenen Wassers und verhindert außerdem das Unterwaschen der Platten, während die vorstehenden Querbalken und die jeder zweiten Platte gegebenen Buckel auf die Brechung der am Ufer längslaufenden Wellen hinwirken und die treppenförmige Gestalt der Decke dem Hinabgleiten von Menschen vorbeugt. Endlich ist die Ausdehnung und Zusammenziehung der Platten infolge Wärmeschwankungen in hervorragender Weise ermöglicht, so daß Risse kaum zu erwarten sind und die Unterhaltungskosten daher sehr gering ausfallen werden; außerdem bietet die Anordnung die Möglichkeit, beschädigte Platten unschwer auswechseln zu können.

Verfasser ist der Ansicht, daß mit dieser Bauweise ein wesentlicher Fortschritt gemacht ist, der zu häufigeren Anwendungen derselben führen wird, wobei die oben erörterten und angeführten Gesichtspunkte bezüglich der Sicherung des Fußes und des Hinterlandes zu berücksichtigen bleiben.

In Husum ist darauf weniger Gewicht gelegt worden, da das zu deckende Ufer im Hafen hinter den Fluttoren der Seeschleuse sich in verhältnismäßig geschützter Lage befindet.

Einen ähnlichen, ihm gesetzlich geschützten Gedanken verwendet der holländische Ingenieur R. L. R. de Muralt bei Deich- und Dünenschutzbauten auf der Insel Schouwen,[1]) doch werden hier die Betonteile an Ort und Stelle hergestellt und durch die eigenartige Bauweise eine vorzeitige Berührung frischen Betons mit dem Seewasser tunlichst verhindert.

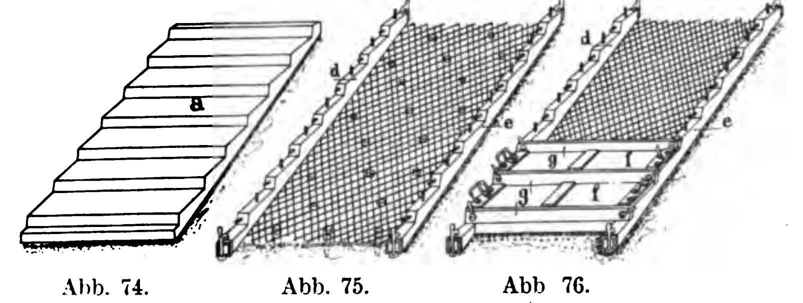


Abb. 74. Abb. 75. Abb 76.

Den Hauptgedanken

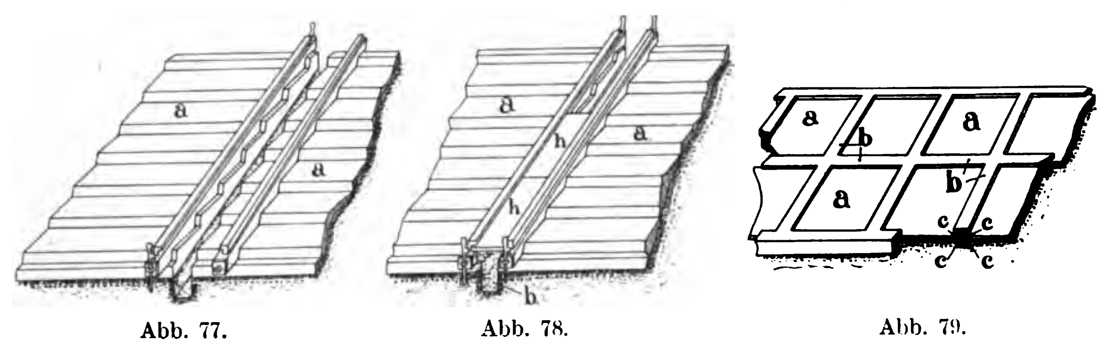


Abb. 77. Abb. 78. Abb. 79.

Herstellungsweise des Uferschutzes nach de Muralt.

der Bauweise erläutern die Abb. 5a bis h auf Tafel III, von denen Abb. 5a die allgemeine Anordnung der Befestigung des Deichfußes und Abb. 5b die Befestigung der

[1]) Beton u. Eisen 1906, S. 186 und S. 272, ebendaher Abb. 81, 83 bis 88. — De Ingenieur 1906, S. 205 und 623.

Böschung oberhalb der Berme darstellt und in den Abb. 5c bis h die Einzelheiten der Hauptpunkte *A*, *B* und *C* gegeben sind. Die Herstellung der Uferschutzwerke dagegen erläutern die Textabb. 74 bis 83.

Auf der vorher eingeebneten, mit Kleischlag und mit einer Strohstickung versehenen Böschung werden zunächst treppenförmige, mit Streckmetall bewehrte Eisenbetonplatten (Abb. 74, 77 bis 79) in der Weise hergestellt, daß in einem Abstande von etwa 1,80 m treppenförmig ausgeschnittene Balken (Wangen) *d* und *e* in Abb. 75 und 76 verlegt und in ihrer gegenseitigen Lage durch übergelegte Schwellen befestigt werden; alsdann werden in Abständen von 0,5 bezw. 0,6 m kurze eichene Holzpfähle (sogenannte Stakpfähle) oder auch Eisenbetonpfähle in den Boden getrieben, so daß ihre Köpfe 3 cm daraus hervorragen (Abb. 75), und nun auf diesen eine Platte von Streckmetall ausgebreitet (Abb. 75 und 76). Durch ein zwischen die Wangen *d* und *e* am unteren Ende lotrecht aufgestelltes Brett *g* wird der Abschluß für den unteren Rand der Platte gebildet (Abb. 76) und darauf in den so auf drei Seiten begrenzten Rahmen der Beton eingebracht und in Höhe der Stufen der Wangen *d* und *e* festgestampft; hierauf wird der Beton mit einem der Stufenhöhe und Breite entsprechenden Brett *f* abgedeckt, das an den Enden Löcher besitzt, die über die in den Wangen angebrachten Bolzen passen (Abb. 76), so daß das Brett nach dem Auflegen mit Flügelmuttern festgeschraubt werden kann. Darauf wird in gleicher Weise die zweite Stufe eingestampft, abgedeckt und so fort. Auf diese Weise werden Platten von 4 bis 7 Stufen hergestellt, die zunächst völlig von den Holzformen eingeschlossen und gegen unmittelbare Berührung mit dem Seewasser geschützt sind. Nach völliger Erhärtung werden die einzelnen, die Böschung in einer oder mehreren Reihen bedeckenden Platten durch ein Rahmenwerk

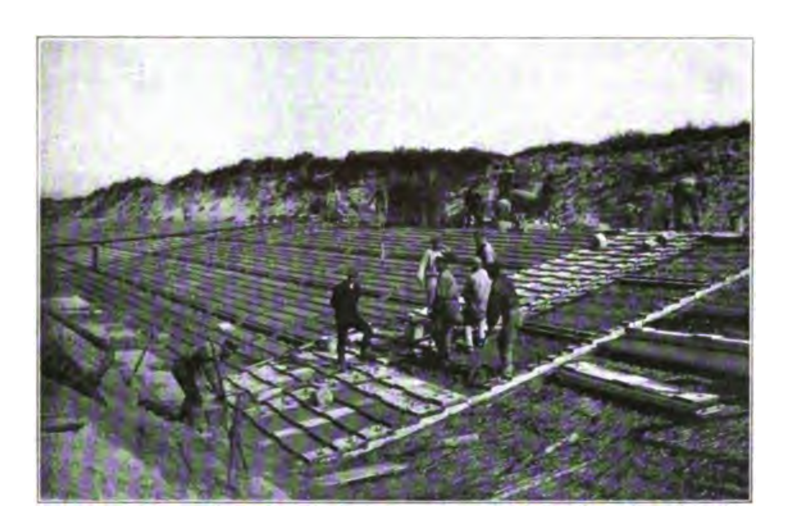


Abb. 80.
Herstellung der Stufenplatten.

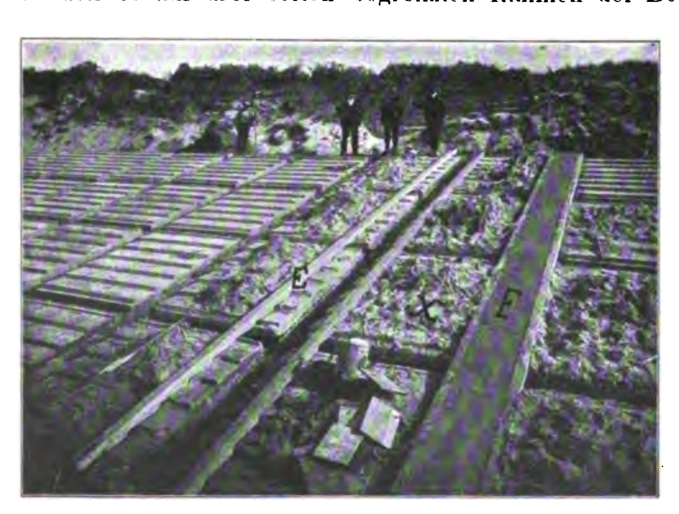
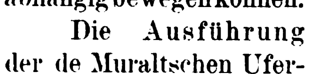


Abb. 81.
Herstellung der Rahmenbalken *F*.

von Eisenbetonbalken *b* (Abb. 79) eingefaßt, so daß sie, um die Worte des Erfinders zu gebrauchen, „einigermaßen beweglich wie in einem Gemälderahmen eingeschlossen sind“. Zur Herstellung der Rahmenbalken werden wieder die Wangen *d* und *e* verwendet, indem sie nach Abb. 77 und 78 umgekehrt mit ihren Einschnitten auf die Stufen der Platten gelegt werden, der Raum für die Balken ausgehoben, mit den aus Streckmetall oder Rundeisen bestehenden Einlagen versehen und mit Beton ausgestampft wird. Hierbei greifen die Eiseneinlagen der wagerechten und quergerichteten Rahmenbalken in einander über, so daß das Rahmenwerk einen fest verbundenen Körper darstellt, in dem sich die einzelnen Platten bei Wärmeschwankungen unabhängig bewegen können.



Abb. 82.
Uferschutz, Bauweise de Muralt an einem Deiche.



Die Ausführung der de Muraltschen Uferdeckung wird weiter durch die Abb. 80 bis 83 erläutert, von denen Abb. 80 die Herstellung der Stufenplatten und Abb. 81 die Anfertigung des Rahmenwerks vor einer Düne darstellen, Abb. 82 eine Anschauung von dem fertigen Bauwerk an einem Deiche und Abb. 83 vor einer Düne geben.

Bei den Ausführungen auf Schouwen bestand die Betonmischung aus 3 Teilen Zement, 5 Teilen Sand, 8 Teilen Kies und $^1/_2$ Teil Traß; sie wurde mit Seewasser angemacht, der verwendete Sand war Seesand, da Versuche ergaben, daß dieser dem schwer zu beschaffenden Flußsand wenig nachstand. Eine Anfeuchtung des Betons mit Süßwasser dürfte jedoch, wenn irgend möglich, geratener sein.



Abb. 83.
Uferschutz, Bauweise de Muralt vor einer Düne.

Bei Böschungen mit einer Neigung von 1 : 1 wurden sowohl die Platten *a* als auch die Rahmenbalken *b* durch Eisenbetonpfähle mit dem Boden verankert, die bei den ersteren 4 cm im Geviert stark und 50 cm lang mit einer exzentrisch angeordneten Eiseneinlage von 6,5 mm Dicke versehen

waren und bei den letzteren einen Querschnitt von 10 cm im Geviert bei einer Länge von 1,0 m besaßen und Einlagen von je 9,5 mm Stärke enthielten (Abb. 5a und 5b auf Tafel III).

Diese Pfähle können nach Ansicht von de Muralt und anderen Fachleuten bei flacheren Böschungen fortbleiben.

In der geschilderten Weise sind auf der Insel Schouwen mehrere Tausend Quadratmeter Uferschutz an den Seedeichen, sowohl an dem oberen als auch an dem unteren Belauf ausgeführt worden, die ohne die Einebnung der Böschung an den oberen Teilen

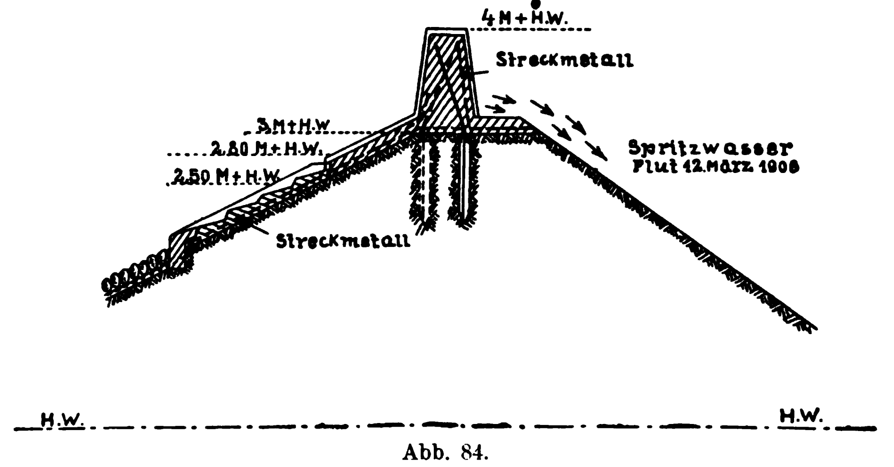


Abb. 84.
Seedeicherhöhung nach de Muralt, Querschnitt.

5,4 Mark für 1 m² und an den unteren 6,25 Mark für 1 m² gekostet haben. Dieselben haben sich auch in starken Stürmen tadellos gehalten und sich den bisher üblichen, erheblich teureren Basaltböschungen, die im Mittel 8,35 Mark für 1 m² kosten, gegenüber bedeutend überlegen gezeigt. Ein Umstand, der sowohl durch die äußere Form der Böschungsbekleidung, als auch durch ihre Dichtigkeit zu erklären ist, indem die vorstehenden Querbalken des Rahmenwerks und die Treppenstufen die Kraft der auflaufenden Wellen teilweise zerstören, so daß sie weniger hoch hinauflaufen und gleichzeitig die Geschwindigkeit der ablaufenden Wellen durch Verlängerung des Weges verringern und den Angriff auf den Untergrund ermäßigen.



Abb. 85.
Seedeicherhöhung nach de Muralt, Herstellung der Deichkappe.

Infolge der bei den Deichschutzbauten auf Schouwen gemachten günstigen Erfahrungen fand die gleiche Bauweise auch in großem Umfange zum Schutz der Dünen am Nordstrand der Insel Anwendung. Auch hier wurde der Untergrund vor der Ausführung der Platten zunächst mit einer Strohbestickung nach vorheriger Anfeuchtung versehen. Der Nutzen dieser Maßregel erscheint dem Verfasser nicht ganz unbedenklich zu sein, da nach dem Verrotten der Strohbestickung der feste Verband zwischen dem Rahmenwerk und den

Platten verringert wird und nach ihrem völligen Verschwinden die Platten Bewegungen auf und nieder machen können. Eine Abänderung der Bauweise in dieser Beziehung dürfte vielleicht erwägenswert sein.

Eine weitere, durch de Muralt bei den Deichschutzbauten auf Schouwen gemachte Anwendung der Eisenbetonbauweise zeigen Abb. 84 bis 88. Es handelte sich hier um die Erhöhung eines vorhandenen Seedeiches in der Nähe von Zierikzee. Da die örtlichen Umstände eine Verbreiterung des Deiches nach binnen zu verboten, hätte dieselbe auf der Außenseite vorgenommen werden müssen, wozu große Erdmassen erforderlich gewesen wären. De Muralt bewirkte daher die Erhöhung durch eine Eisenbetonmauer, die durch Eisenbetonpfähle, deren Eisenstäbe in die Mauer hineingreifen, mit der Deichkrone verankert ist und deren verbreiterter Fuß die ganze Deichkappe überdeckt, wie Abb. 84 und 85 erkennen läßt. Die Bewehrung der Mauer und ihres Fußes geschah wie bei den früheren Ausführungen mit Streckmetall (Abb. 84 und 85), außerdem wurde seeseitig die Deichböschung bis zu der vorhandenen Basaltbefestigung noch mit dem oben beschriebenen Plattenschutz versehen (Abb. 84). Die Herstellung der Mauer erfolgte ebenfalls in einzelnen Stücken, die an den Stößen durch rahmenartige Zwischenstücke, ähnlich wie bei den Betondecken der Böschungen verbunden wurden (Abb. 87 und 88).



Abb. 86.
Seedeicherhöhung nach de Muralt, Herstellung der Deichmauer.



Abb. 87.
Vollendete Deicherhöhung nach de Muralt.

Es gelang, durch die Deicherhöhung in Eisenbeton die Kosten gegenüber der Ausführung in Erde um über ein Drittel herabzusetzen.

Eine andere Anordnung einer derartigen Deicherhöhung zeigt Abb. 89, wie sie für den langen Deich auf der Insel Schouwen für das Jahr 1907 zur Ausführung geplant ist. Hierbei sind die in die Deichkrone gerammten Eisenbetonpfähle fortgefallen und durch eine 40 cm tiefe Herdmauer ersetzt.

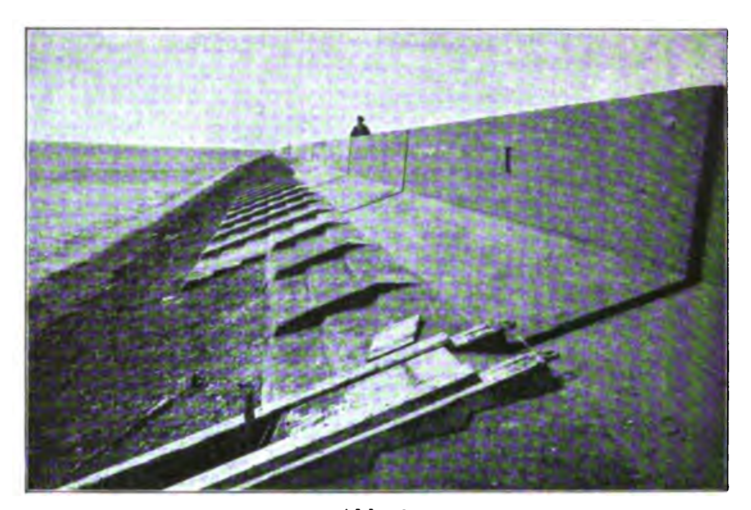


Abb. 88.
Seedeicherhöhung nach de Muralt, vor der Ausführung der Zwischenstücke.

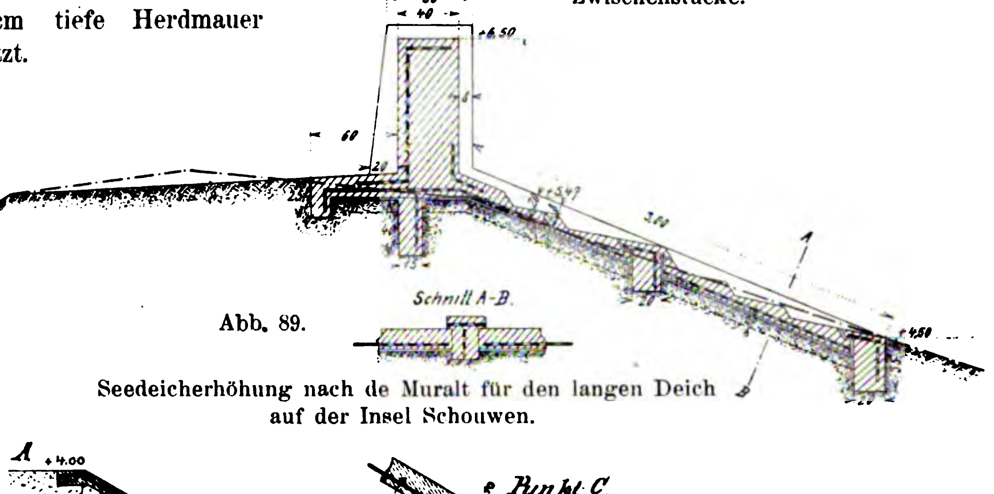


Abb. 89.
Seedeicherhöhung nach de Muralt für den langen Deich auf der Insel Schouwen.

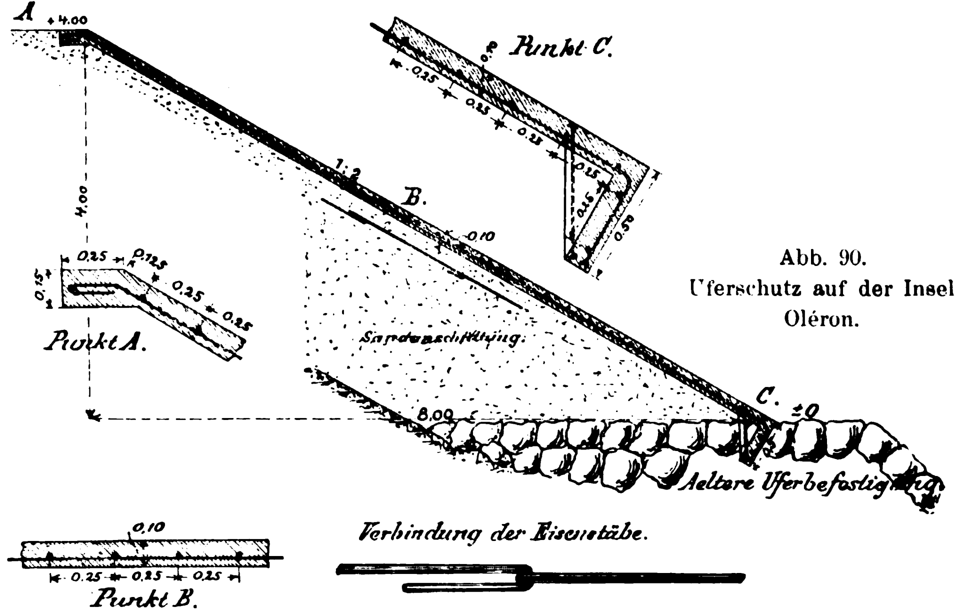


Abb. 90.
Uferschutz auf der Insel Oléron.

Die Seeuferschutzbauten nach dem System de Muralt bilden hervorragende Anwendungen des Eisenbetons, die ihm auf diesem Gebiete große Bedeutung verschaffen können.

Am Schlusse der Beschreibung der parallelen Uferschutzwerke an der See sei der Vollständigkeit halber auch noch die nach der Hennebique-Bauweise auf der im Busen von Biscaya an dem Canal de la Pérotine gelegenen, französischen Insel Oléron[1]) im Jahre 1891 ausgeführte Uferschutzdecke erwähnt, Abb. 90.

Die 10 cm starke Eisenbetonplatte stützt sich gegen eine frühere, aus einem Steinwurf bestehende Uferbefestigung und deckt eine in der Neigung 1 : 2 ausgeführte Sandschüttung. Etwas bedenklich erscheint bei derselben die nicht sehr sorgfältige Versicherung des Fußes, da es dem Wellenschlag nicht unmöglich sein wird, durch die Fugen der Steine Teile der Hinterfüllung hindurchzuholen und so den Einsturz der Uferdeckung einzuleiten. Bisher hat das Bauwerk jedoch keine Mängel gezeigt, obgleich das Seewasser bei der Insel einen sehr hohen Salzgehalt zeigt und infolgedessen Mauer- und Betonwerke in der Nähe stark angegriffen waren.

β) Vorspringende Schutzbauten, Buhnen.

So zahlreich die Beispiele für die Anwendung der Eisenbetonbauweise bei parallelen Uferbefestigungen an der Seeküste sind, so wenig Ausführungen haben bei den vorspringenden Schutzbauten, den Buhnen, stattgefunden, obgleich gerade die Eisenbetonpfähle und -Spundwände hier gegenüber den bisher fast ausschließlich angewendeten Holzpfählen, die der Zerstörung durch Fäulnis, durch den Bohrwurm und andere Schädlinge ausgesetzt sind, einen vorzüglichen Baustoff darbieten.

Man unterscheidet nun je nach dem Zweck eigentliche Seebuhnen und Strandbuhnen. Erstere sind bestimmt, eine starke Strömung von einem gefährdeten Ufer fernzuhalten, und müssen bis in größere Tiefen hinausgeführt werden. Ihre Aufgabe ist es, eine vorhandene Strömung von einem angefallenen Ufer abzulenken; sie werden daher besonders im Ebbe- und Flutgebiet ihren Zweck um so vollkommener erreichen, je größer ihre Höhe ist. Je mehr aber diese anwächst, um so stärker werden sie den Angriffen des Meeres ausgesetzt und um so widerstandsfähiger müssen sie erbaut werden. Sie erhalten meist den Querschnitt flacher, abgerundeter Dämme, die auf Sinkstückunterlagen geschüttet und mit starkem Pflaster abgedeckt werden. Hierzu finden z. B. an holländischen Küsten Basaltsäulen bis 60 cm Länge Verwendung.

Besonderes Gewicht ist bei den Seebuhnen ferner auf die Sicherung der Seiten gegen Unterspülen durch Anordnung von gepflasterten Bermen zu legen.

Derartige Bauwerke sind sowohl in der Herstellung als auch in der Unterhaltung sehr kostspielig.

Dem Erfindungsgeist des bereits auf S. 201 erwähnten holländischen Ingenieurs R. de Muralt wird auch auf diesem Gebiet eine beachtenswerte Ausführung verdankt, bei der er unter sinngemäßer Ausgestaltung des Grundgedankens seiner Eisenbeton-Deich- und Dünenbefestigungen (siehe S. 201) die Wirkung und Standsicherheit einer Seebuhne unter erheblicher Ersparnis an Kosten erhöht hat.[2])

Die nach seinen Angaben vorgenommene Erhöhung einer an der Nordseite der Insel Schouwen (Provinz Seeland, Holland) gelegenen Seebuhne hatte den Zweck, die Wirkung des vorhandenen, nicht bis zur Hochwasserlinie reichenden Bauwerks zu verstärken, um für die benachbarten Deichstrecken größeren Schutz zu erreichen.

[1]) Tijdschrift van het Ko. Instituut van Ingenieurs 1902, S. 246, ebendaher Abb. 90.
[2]) Beton u. Eisen 1907, S. 8 u. ff., ebendaher Abb. 91 bis 93, 94 a, 95, 97 u. 98.

gleichzeitig durch ihr Gewicht auf den wagerechten Schenkel wirken und sie festdrücken (Richtung *i* in Abb. 94b)..

Wie bedeutend die durch die beschriebene Anordnung erzielte Baustoffersparnis ist, läßt die in Abb. 93 im Querschnitt *C-D* angegebene gestrichelte Linie erkennen, durch welche die ursprünglich geplante Erhöhung der Buhne angedeutet wird, zu deren Pflasterung 0,60 m hohe Basaltsäulen verwendet werden sollten. Die Kosten waren für eine Buhne nach der bisherigen Bauweise auf 40 000 Mark veranschlagt und erreichten bei der Ausführung in Eisenbeton nur die Summe von 15 000 Mark, wobei jedoch zu beachten ist, daß die seitlichen Basaltbermen bestehen blieben.



Abb. 97.
Ausführung eines Rahmenbalkens.

Bei der Herstellung des Buhnenkörpers wurde in ähnlicher Weise vorgegangen wie bei den Deichbefestigungen.

Besonders ist hierbei der Umstand zu beachten, daß die Ausführung in Tidearbeit zu erfolgen hat, d. h. in den kurzen Zeiträumen, die zwischen dem Abfallen des Wassers unter die Höhe der jeweiligen Baustelle und dem Wiederansteigen liegen. Es wurde daher in jeder Tide die Herstellung nur einer Platte bezw. eines Rahmenbalkens vorgenommen, wobei die in Abb. 91 dargestellten Holzformen benutzt wurden. Infolge der zweckmäßigen Ausbildung der letzteren erforderte ihre Aufstellung nur sehr kurze Zeit. Um eine unzeitige Berührung der frisch gestampften Platten mit dem Seewasser zu verhindern, wurden die Unterseiten der Holzformen und alle Nuten mit Ton verstrichen; ferner wurden die Formen nach Beendigung der Arbeiten mit Basaltsteinen belastet (*y* in Abb. 95), um dem Fortschlagen bezw. Wegschwemmen durch die Flut vorzubeugen. Nach 24 Stunden wurden die Formen abgenommen und erneut verwendet.



Abb. 98.
Ansicht der Buhne vom Kopfe aus.

Zu erwähnen ist noch die Art der Herstellung der überhöhten Rücken der Platten; da dieser bei jeder folgenden Platte um ein bestimmtes Maß höher sein muß als bei der vorhergehenden, so wurde die regelmäßige Erhöhung der Holzformen jedesmal durch eine Latte vorgenommen (bei *A* in Abb. 91); ebenso wurden die seitlichen Deckbretter (*C* in Abb. 91) durch Latten erhöht und dadurch die Benutzung der bisherigen Holzform immer wieder ermöglicht.

In anschaulicher Weise erläutert ferner Abb. 95 und 96 die Herstellung der einzelnen Platten, Abb. 97 die Ausführung eines Rahmenbalkens, während Abb. 98 ein Stück der fertigen Buhne von See her gesehen und Abb. 94a die ganze Buhne vom Lande aus darstellt.

In dem vorliegenden Falle handelte es sich um die Erhöhung einer vorhandenen Seebuhne; das gleiche Vorgehen dürfte sich auch in ähnlichen Fällen und besonders auch dann empfehlen, wenn bei einer vorhandenen Buhne für die Verkleidung ein sturmfestes Material gewünscht wird.

Bei der Neuerrichtung von Seebuhnen kann das beschriebene Verfahren nach Ansicht de Muralts für den Teil, der auf dem Strande liegt und bei Niedrigwasser trocken läuft, ebenfalls Anwendung finden, während für den seewärts gelegenen Teil das bisher übliche Verfahren anfänglich beizubehalten und erst nach einiger Zeit die Basaltverkleidung durch eine Betondecke zu ersetzen wäre. Die Sicherung der Buhnenköpfe durch Sinkstücke und Schüttungen bleibt natürlich von dem neuen Verfahren unberührt.

Der Verfasser ist der Ansicht, daß der von de Muralt geschaffene Entwurf für die Verkleidung von Buhnendecken einen wesentlichen Fortschritt auf diesem Gebiet bedeutet und zur weiteren Ausgestaltung und häufigeren Anwendung zu empfehlen sein dürfte; daß ferner aber auch der darin enthaltene Grundgedanke bei Flußbuhnen, sofern sie aus Stein- und Kiesschüttungen hergestellt werden, natürlich unter entsprechender Verringerung der Abmessungen vorteilhafte Verwendung finden kann.

Der Seeküste eigentümlich aber sind die sogenannten Strandbuhnen, die selten in größeren Tiefen über die Niedrigwasserlinie hinausgebaut werden und sich von den See- und Flußbuhnen durch ihre geringe Höhe, mit der sie wenig aus der Strandfläche hervorragen, unterscheiden. Ihr Zweck besteht hauptsächlich darin, den am Strande durch Strömung und Wellenschlag bewegten Sand aufzufangen, festzuhalten und den Bestand des Strandes zu sichern.

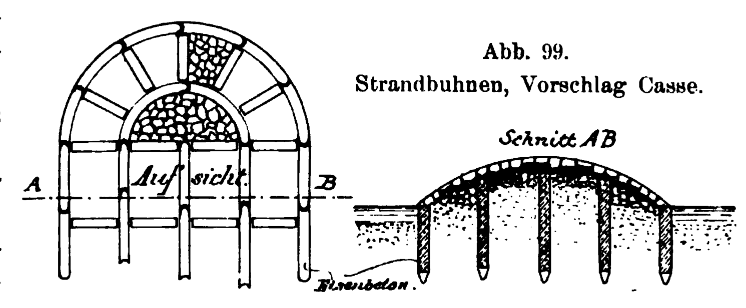


Abb. 99.
Strandbuhnen, Vorschlag Casse.

Während mit einer Seebuhne beabsichtigt wird, einer angreifenden Strömung eine andere, abweisende Richtung zu geben, verfolgen die meistens in ganzen Systemen angelegten Strandbuhnen den Zweck, die Küstenströmung parallel mit sich selbst seewärts zu verschieben, ohne ihre Richtung wesentlich zu ändern, um dadurch dem Strande Schutz zu gewähren.

Am häufigsten werden die Strandbuhnen aus Faschinenpackungen als sogenannte Strauchbuhnen, oder je nach der Stärke des Wellenangriffs aus einer oder mehreren Pfahlreihen hergestellt, deren Zwischenräume durch Steinpackungen, die auf einer Buschunterlage ruhen, ausgefüllt sind. Die Oberfläche der Buhnen erhält meist eine flach

gewölbte, wenig über den Strand hervorragende Form, da sie andernfalls bei starken Stürmen leicht zur Ausbildung tiefer Rinnen an der ganzen Länge der Buhnen Veranlassung geben und dadurch ihren Bestand gefährden.

Wie schon erwähnt, bilden bei dieser Bauweise die Holzpfähle eine Quelle steter Unterhaltungsarbeiten, es erscheint daher der Vorschlag[1]) des belgischen Ingenieurs Casse beachtenswert, derartige Buhnen nach Abb. 99 unter Benutzung von Eisenbetonspundwänden herzustellen, die weder unter Fäulnis noch vom Bohrwurm usw. zu leiden haben.

Dem gleichen Bestreben entstammt die auf der Insel Sylt im Jahre 1901 hergestellte landseitige Verlängerung[2]) einer Buhne in Sandbeton 1 : 8 nach Abb. 100,



Abb. 100.
Verlängerung einer Buhne in Sandbeton auf Sylt.

die nach den vorliegenden Berichten bis 1904 unter dem Angriff mehrerer Stürme keinerlei Beschädigungen erlitten hat, und der von Fülscher herrührende,[3]) auf der Düne der Insel Helgoland die leicht vergänglichen Strauchbuhnen durch dauerhaftere Betonbuhnen zu ersetzen (Abb. 101). In beiden Fällen würde die Anwendung von Eisenbeton möglich sein und zur Erhöhung der Standsicherheit bei gleichzeitiger Materialersparnis führen.

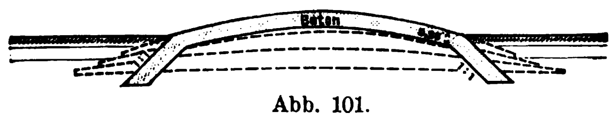


Abb. 101.
Vorschlag Fülscher für den Ersatz der Strauchbuhnen auf der Düne von Helgoland.

Ganz besonders scheint aber auch bei Strandbuhnen das System de Muralts anwendbar, indem dieselben ähnlich wie die Deich- und Dünenbefestigungen aus Eisenbeton-Rahmenbalken und -Platten hergestellt werden. In dieser Weise sind bereits an dem Strande der Insel Schouwen und an anderen Teilen der holländischen Küste versuchsweise Strandbuhnen ausgeführt worden.

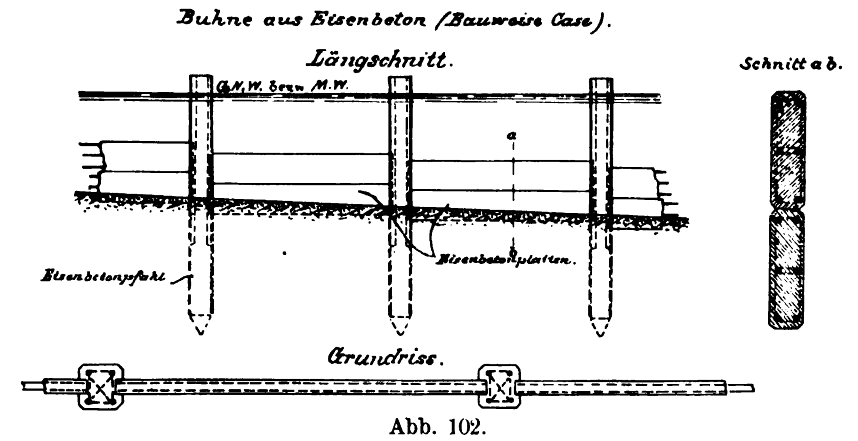


Abb. 102.
Buhne aus Eisenbeton, Vorschlag Owens und Case.

[1]) De Ingenieur 1903, S. 285, ebendaher Abb. 99.

[2]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1904, S. 446, ebendaher Abb. 100.

[3]) Fülscher, Über Schutzbauten zur Erhaltung der nord- und ostfriesischen Inseln, Berlin 1905. S. 146, ebendaher Abb. 101.

Zum Ersatz der aus einfachen oder doppelten Rundpfahlreihen gebildeten Buhnen, wie sie auf Sylt und an der deutschen Ostseeküste vielfach vorkommen, dürften die nach dem Vorschlage der englischen Ingenieure Owens und Case[1]) herzustellenden Eisenbetonbuhnen geeignet sein. Diese bestehen nach Abb. 102 und 103 aus einer Reihe von eingerammten Eisenbetonpfählen, in deren Nuten flache Eisenbetonplatten in mehreren Lagen übereinander eingeschoben werden können. Die Vorzüge dieser Bauweise bestehen in der außerordentlichen Einfachheit und Schnelligkeit der Herstellung und in der Möglichkeit, jederzeit eine Erhöhung durch Einschieben neuer Platten vornehmen zu können. Außerdem besitzen sie im Vergleich zu Holzpfahlbuhnen eine fast unbegrenzte Dauer des verwendeten Materials und gestatten unter günstigen Umständen nach erfolgter Aufhöhung des Strandes eine erneute Verwendung der Platten, und endlich gewähren sie den nicht zu unterschätzenden Vorteil, daß die eingeschobenen Platten bei etwaigen Unterspülungen infolge ihrer Beweglichkeit und ihres großen Gewichtes nachsinken und dadurch entstehende Kolke schließen.

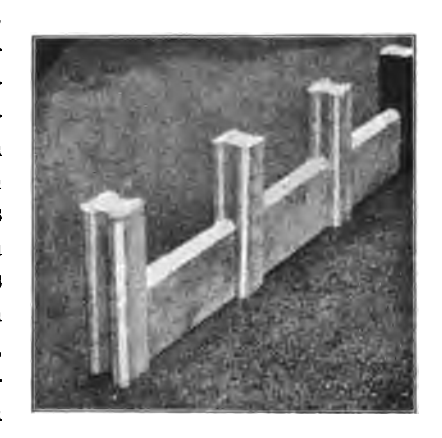


Abb. 103.
Buhne aus Eisenbeton, Vorschlag Owens und Case.

Der Ingenieur Case empfiehlt die Verlängerung derartiger Buhnen bis zu 1,5 m Tiefe über die

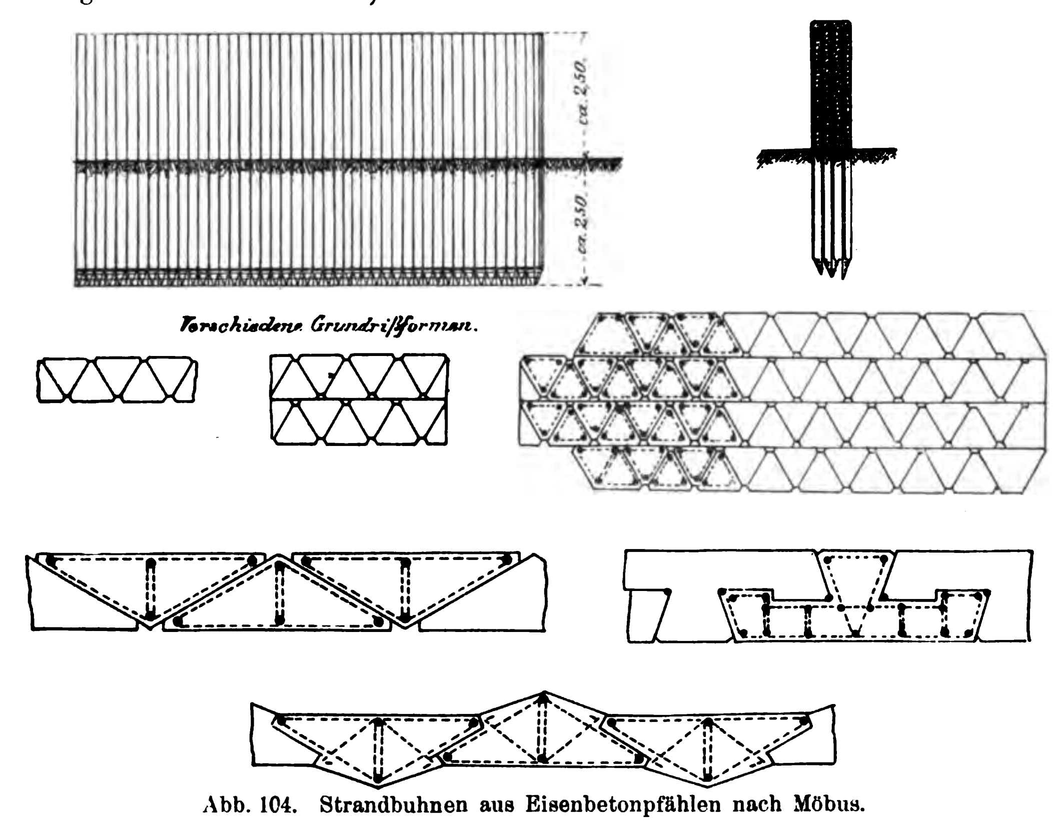


Abb. 104. Strandbuhnen aus Eisenbetonpfählen nach Möbus.

[1]) The Marine Engineer 1906, S. 550 ff., ebendaher Abb. 103.

Niedrigwasserlinie (an Meeren ohne Ebbe und Flut Mittelwasserlinie) hinaus und die Anordnung der eingeschobenen Platten nur in einer Höhe von 0,5 bis 0,6 m über dem Grunde. Hierdurch soll erreicht werden, daß diese Buhnen einerseits dem Seegang nur wenig Angriffsfläche bieten, und daß anderseits das Auffangen des durch den Wellenschlag aufgewirbelten, durch Strömungen und schräg die Küste treffende Wellen fortbewegten Sandes begünstigt wird, indem der am Grunde sich entlang bewegende Sand festgehalten, die Strömung ermäßigt wird und schwebende Teile zum Niederfallen veranlaßt werden.

Ist die beabsichtigte Erhöhung des Grundes eingetreten, so werden die Buhnen erhöht und so nach und nach der Strand aufgebaut. Verfasser glaubt, Versuche mit derartigen Buhnen an unseren Küsten warm empfehlen zu sollen.

Weitere Vorschläge für Strandbuhnen stammen von dem Ingenieur Th. Möbus in Charlottenburg, der dabei den Gedanken verfolgt, die an der Ostsee und auch z. B. auf der Insel Sylt hergestellten Buhnen aus einfachen oder mehrfachen Reihen von hölzernen Rundpfählen durch solche aus Eisenbeton zu ersetzen. Durch Abb. 104 werden diese Buhnenbauweisen erläutert und wird gleichzeitig dargetan, wie mannigfach die dabei zu verwendenden Pfähle im Querschnitt gestaltet werden können.

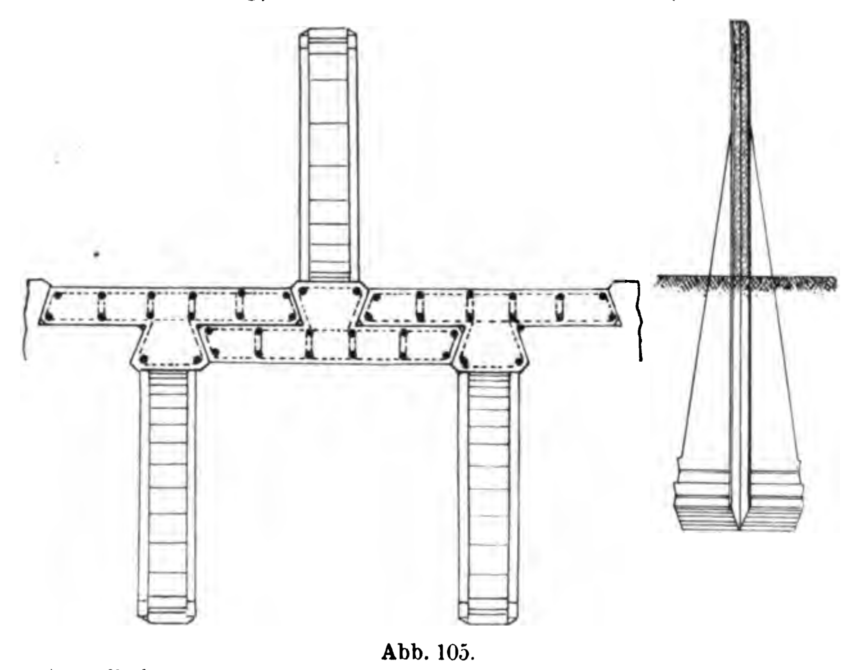


Abb. 105.
Strandbuhnen aus seitlich verstrebten Eisenbetonpfählen nach Möbus.

Abb. 105 zeigt eine Form, bei der die Standsicherheit durch Anbringung seitlicher Streben erhöht ist. Alle diese Formen erstreben die Herstellung einer dichten, widerstandsfähigen Wand. Hierzu sei erwähnt, daß an einigen Orten eine günstige Wirkung auch durch nicht ganz dicht gerammte Pfahlreihen erzielt wurde, indem diese ausreichen, die Strömung zu mildern und den Sand zum Niederfallen zu veranlassen, während sie die Bildung von Längsströmungen und Kolken, die bei dichten Wänden zu erwarten ist, vermeiden. Jedenfalls aber besitzen aus Eisenbetonpfählen hergestellte Buhnen den Vorteil der Unzerstörbarkeit durch Fäulnis, Bohrwürmer usw.

γ) Seemolen und Hafendämme.

Als Buhnen größten Maßstabs in erweitertem Sinne des Wortes seien an die obigen Ausführungen die Anwendungen der Eisenbetonbauweise bei den Seemolen und Hafendämmen angeschlossen.

Bei diesen schwierigsten Bauten der Ingenieurbaukunst, die den gewaltigsten Kräften zu trotzen haben, hat vielfach die Anwendung von Eiseneinlagen nur die Bedeutung einer Art Beigabe und doch sollte gerade auf diesem Gebiet, wo neben der Forderung größter Widerstandsfähigkeit und unbegrenzter Dauer das Streben nach möglichster Einschränkung der Kosten geboten erscheint (es gibt Hafendämme, bei denen die Kosten 10 000 Mark für 1 m und mehr betragen), der neuen Bauweise ein reiches Feld der Tätigkeit erwachsen.

In geschützteren Verhältnissen, wo außerdem Holzschädlinge nicht auftreten, kann die Bauweise Fraser, vergl. S. 190, deren Unterbau aus hölzernen, schwimmend an Ort und Stelle gebrachten und mit Steinen versenkten Kisten besteht, Anwendung finden.

Für dem Wellenangriff stärker ausgesetzte Stellen ist eine Molenform geeignet, wie sie Rechtern vorgeschlagen,[1]) Abb. 106, die mit den an der Ostsee üblichen Molenbauten Ähnlichkeit besitzt, und nach Ansicht des Verfassers in der gestrichelten Art unter Benutzung von Eisenbetonpfählen weiter ausgebildet werden kann.

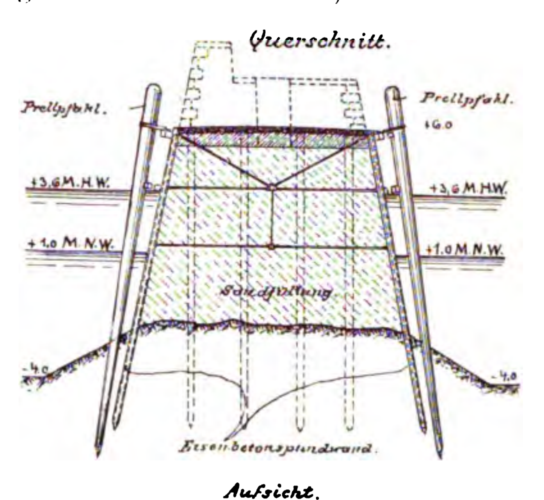


Abb. 106.
Molenform nach Rechtern, die gestrichelten Teile sind vom Verfasser hinzugefügt.

Bei dieser Molenform sind die leicht vergänglichen, dem Bohrwurm ausgesetzten Rundpfahlreihen der Ostseemolen durch Eisenbetonspundwände ersetzt und ist an Stelle der wegen der Undichtigkeit der Pfahlreihen sonst erforderlichen teueren Steinfüllung eine solche aus Kies und Sand getreten. Die Sicherung gegen Unterspülung durch mit Steinen beschwerte Sinkstücke bleibt in beiden Fällen die gleiche.

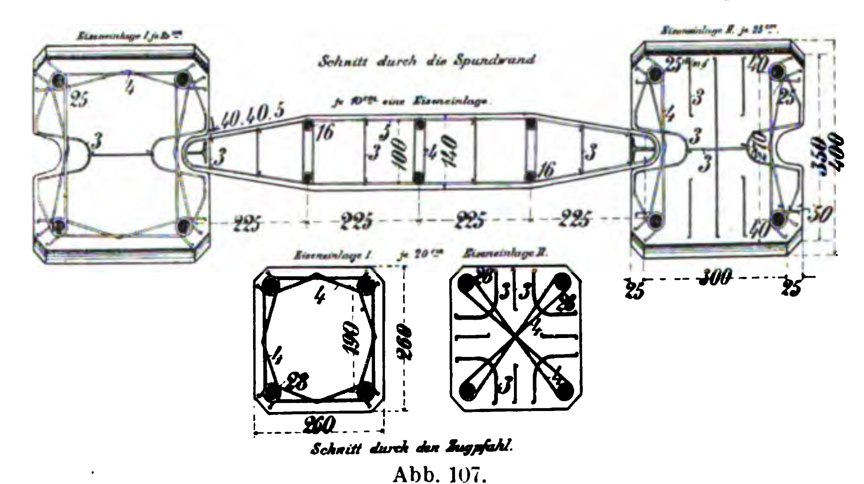


Abb. 107.
Pfähle und Tafeln der Eisenbetonspundwände nach Möbus.

Eine Reihe beachtenswerter Vorschläge für die Ausbildung von Wellenbrechern aus Eisenbeton hat Th. Möbus in Charlottenburg in seinen Entwürfen für den Hafen von Norddeich gegeben. Den wesentlichsten Teil dieser Bauwerke bilden

[1]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1900, S. 618, ebendaher Abb. 106.

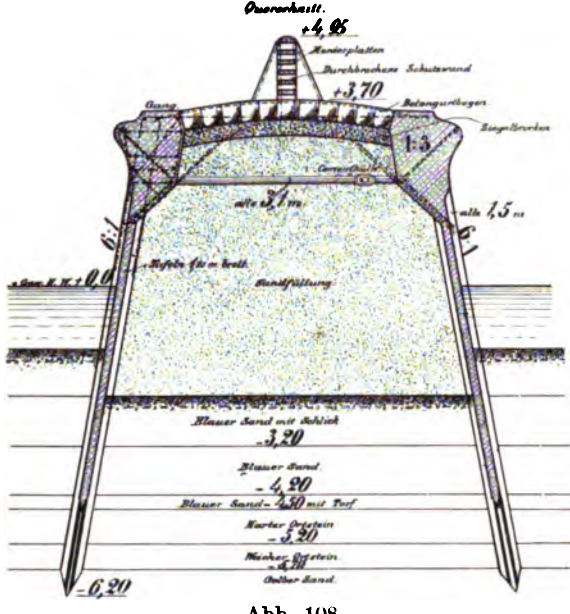


Abb. 108.

Eisenbetonspundwände, die nicht aus lauter gleichen Bohlen bestehen, sondern aus meist in 1,5 m Abstand eingerammten, langen quadratischen Rundpfählen mit dazwischengeschobenen, kürzeren Eisenbetontafeln hergestellt werden. Die Art und Anordnung der Eisenbewehrung dieser Spundwände läßt Abb. 107 erkennen. Kennzeichnend für diese Entwürfe ist ferner, daß die dabei vorkommenden, auf Ausziehen beanspruchten Eisenbetonpfähle mit Widerhaken versehen sind.

Der in Abb. 108 im Querschnitt wiedergegebene Wellenbrecher besitzt große Ähnlichkeit mit dem oben erwähnten Vorschlage von Rechtern, indem er im wesentlichen aus 2 Reihen miteinander verankerter Spundwände besteht. Besonders widerstandsfähig ist jedoch der obere Teil der Spundwände durch Anordnung wulstförmiger Verstärkungen gestaltet worden, die in Abständen von 1,5 m durch Eisenbetongurte verbunden werden. Letztere tragen zur Brechung der Kraft hinüberschlagender Spritzer eine kleine durchbrochene Eisenbetonmauer.

Die Ausfüllung des im Mittel 6 m breiten Molenkörpers soll mit Sand erfolgen.

Abb. 109 und 110 zeigen die Anwendung des gleichen Gedankens jedoch unter Anlehnung an ein vorhandenes Leitwerk, das die innere Seite des Wellenbrechers bildet. In dem einen Entwurfe ist die Eisenbetonspundwand dem Leitwerk so nahe gerückt, daß eine unmittelbare Verbindung beider durch Eisenbetonbauteile möglich ist (Abb. 109); in dem anderen Falle ist die Entfernung beider Teile größer gewählt und die Verbindung durch ein auf Steinschlag und Kies gebettetes Pflaster angenommen (Abb. 110).

Eine weitere beachtenswerte Form stellt die in Abb. 111 gegebene Anord-

Abb. 109.

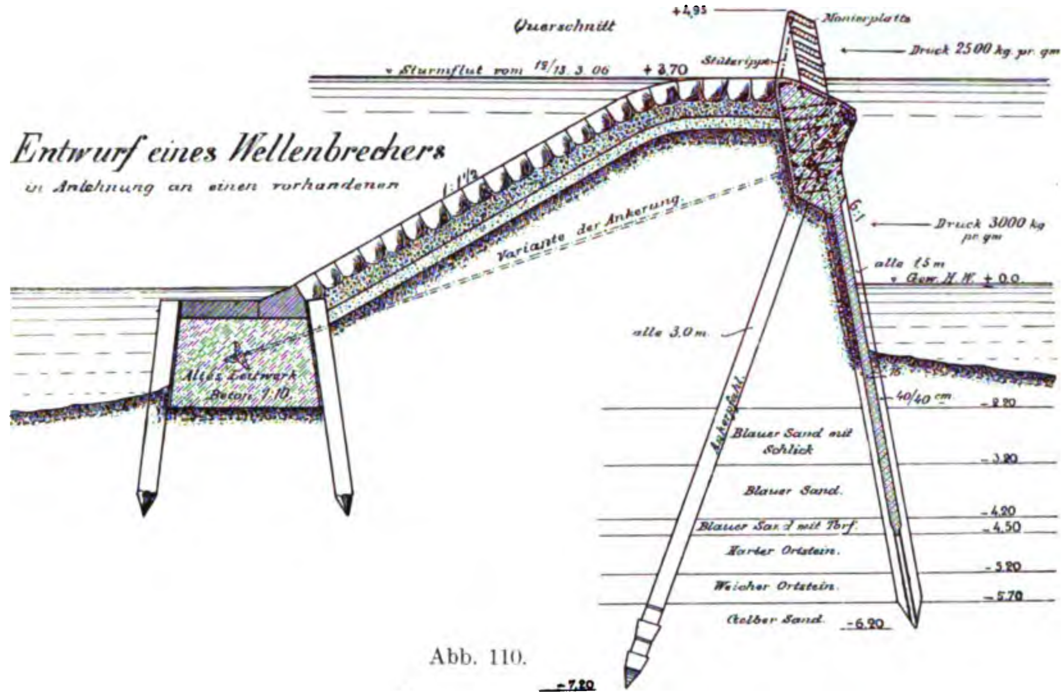


Abb. 110.

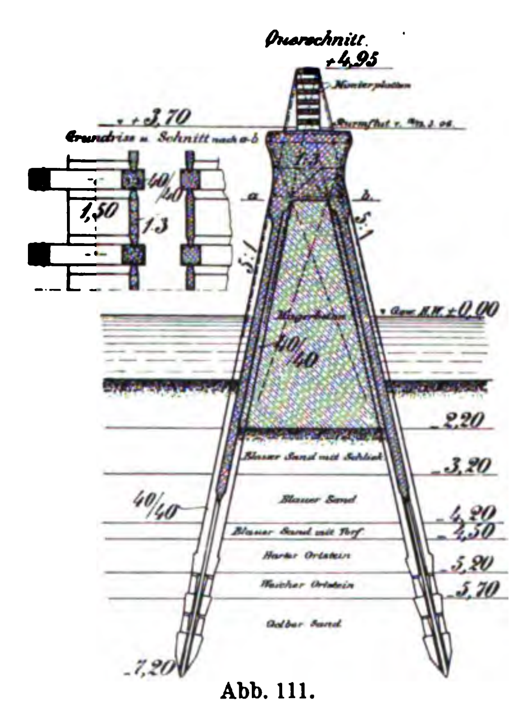


Abb. 111.

nung dar. Hier sind die beiden Eisenbetonspundwände so dicht aneinandergerückt, daß sie durch einen gemeinsamen Betonbalken verbunden werden können, auf diesem erhebt sich dann noch die durchbrochene Schutzwand. Zur Ausfüllung des Hohlraumes zwischen beiden Wänden soll magerer Beton dienen. Um den bei den Angriffen des Seegangs auftretenden Beanspruchungen widerstehen zu können, haben die Bundpfähle der Spundwände eine bedeutende Länge und an ihrem unteren Ende Widerhaken erhalten.

Endlich möge noch ein Vorschlag wiedergegeben werden (Abb. 112), der in der Form eines durchbrochenen Wellenbrechers gehalten ist. Er besteht aus zwei Reihen dreikantiger, mit Widerhaken versehenen Eisenbetonpfählen, die im unteren und im oberen Teil durch starke Eisenbetonbalken verbunden sind.

Die geschilderten Entwürfe geben einen weiteren Beweis für die Mannigfaltigkeit der aus Eisenbeton zu bildenden Bauwerke. Bei der steilen Form ihrer Außenseite wird jedoch eine Deckung des Untergrundes mit Senkfaschinen oder Sinkstücken zur Verhütung von Unterspülungen nicht unterlassen werden dürfen.

Entwurf eines Wellenbrechers.

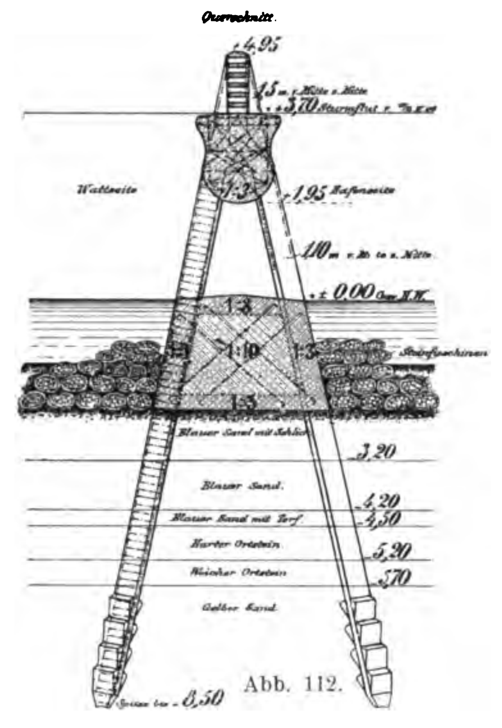


Abb. 112.

Eine der großartigsten Anwendungen von Beton und Eisen findet bei dem Bau der Mole des Hafens von Zeebrügge[1]) (Heyst, Holland) statt, die fast auf 2 km Länge aus gewaltigen schwimmenden Blöcken hergestellt wird; da sie ferner gleichzeitig auf 1,5 km Länge die seeseitige Begrenzung der Kaianlagen bildet, so kann sie auf dieser Strecke auch als Seeuferbefestigung angesprochen werden.

Die einzelnen Blöcke haben Abmessungen von 25 m Länge, 7,5 bis 9 m Breite und 8,5 bis 11 m Höhe und bestehen aus Eisenblechkästen, die im Inneren mit gitterartigen Spanten ausgesteift und mit einer Betonbekleidung versehen sind (Abb. 113 bis 116). Sie werden in besonderen Trockendocks hergestellt, schwimmend an Ort und Stelle gebracht und bei Stauwasser durch Einlassen von Wasser versenkt. Hierauf werden die Hohlräume der Blöcke durch Kastenschüttung mit Beton mittels eines auf dem fertigen Molenende stehenden, fahrbaren Kranes ausgefüllt. An der Unterseite der Blöcke befindet sich eine 0,5 m hohe, brunnenkranzartige Schneide, mit

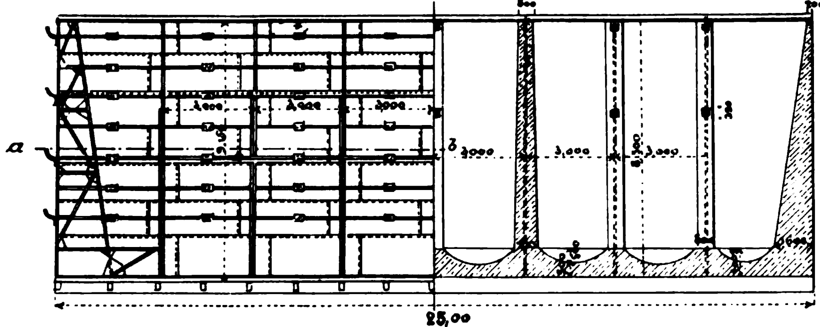
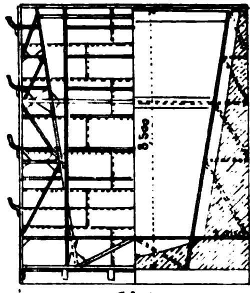


Abb 113. Längsschnitt und Ansicht.


Abb. 114. Querschnitt.

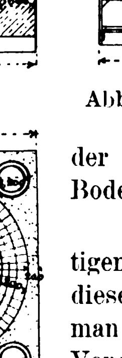


Abb. 115. Grundriß.

Schwimmende Böcke der Mole von Zeebrügge.

der sie sich in den Boden eindrücken.

Von den gewaltigen Abmessungen dieser Blöcke erhält man eine klarere Vorstellung bei Betrachtung nachstehender Zahlen. Das Gewicht der Betonblöcke beträgt unausgefüllt

[1]) Engineering 1905, S. 660. — Baron Quinette de Rochmont et Henry Desprez, Cours de Travaux maritimes I. S. 263, ebendaher Abb. 113 bis 116.

1500 bis 1600 t, ausgefüllt 4000 bis 5000 t, wobei in jeden Block 40 bis 50 t Eisen eingebaut werden; bei den größten 31 m langen, 10,5 m breiten und 13 m hohen Blöcken erreichen diese Zahlen die Werte 3000 bezw. 9500 t für Beton und 126 t für Eisen. Der verwendete Beton wurde aus 1 Teil Zement, 3 Teilen Seesand und 6 Teilen Steinbrocken hergestellt. Zur Erhöhung der Schwimmfähigkeit wurden die größeren Blöcke auf beiden Seiten mit eisernen Schwimmkästen von 24 × 2,5 × 3,75 m Größe versehen.

Derartige schwimmende Blöcke hatten schon vorher bei dem Bau der Wellenbrecher von Bilbao und Bizerta Verwendung gefunden; sie sind sämtlich unter Verwendung großer Eisenmengen hergestellt. Das Eisen besitzt, soweit es sich an der Außenfläche der Blöcke befindet, nur vorübergehende Bedeutung, da es unter der Einwirkung des Seewassers bald zerstört wird. Es ist daher das Bestreben verständlich, die mit der Verwendung des Eisens verbundenen großen Kosten durch Einschränkung des Eisenverbrauchs zu verringern. Hierzu bietet die Ausführung der äußeren Schale der Blöcke aus Eisenbeton das geeignete Mittel. Es handelt sich bei der Herstellung der Blöcke im wesentlichen darum, dem Schwimmkörper die erforderliche Widerstandsfähigkeit gegen die beim Zuwasserbringen, bei der Beförderung und bei der Versenkung auftretenden Kräfte und Stöße zu geben. Ist der Block einmal versenkt und ausgefüllt, so bildet er eine zusammenhängende Masse, die nur noch dem Wellenstoße durch ihr Gesamtgewicht zu widerstehen hat.

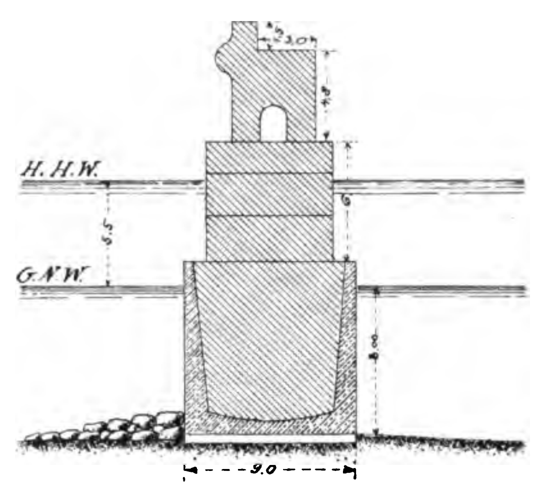
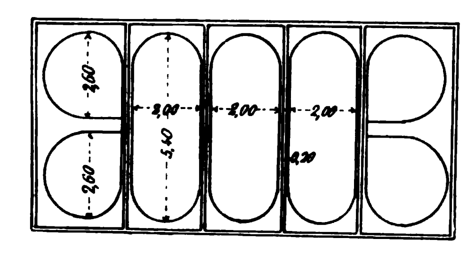
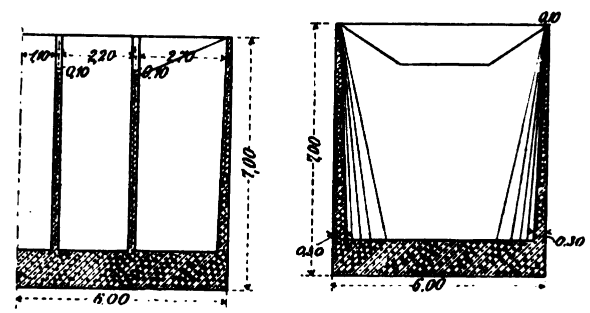
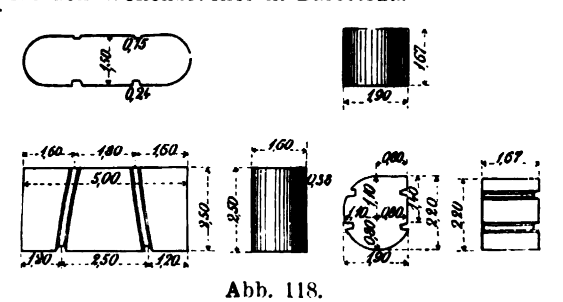


Abb. 116. Querschnitt der Mole von Zeebrügge.



Abb. 117. Schwimmende Blöcke für den Wellenbrecher in Barcelona.


Abb. 118.
Füllblöcke für den Wellenbrecher in Barcelona.

In dieser Richtung bewegt sich das Vorgehen bei der zur Zeit in Ausführung begriffenen Verlängerung des Wellenbrechers in Barcelona.[1]) Bei den hier zur

[1]) Le Génie civil 1906. 5. Mai. S 3 u. ff., ebendaher Abb. 117 u. 118.

Verwendung gelangenden Blöcken, die durchschnittlich 12 m lang, 6 m breit und 7 m hoch bemessen waren, wurde an der Außenseite überhaupt kein Eisen verwendet, sondern nur innerhalb der auf sehr geringe Abmessungen gebrachten Außen- und Zwischenwände ein Eisendrahtgeflecht angeordnet. Die äußere Schale der Blöcke wurde also in Eisenbeton hergestellt. Wie die Abb. 117 zeigt, sind die Außenwände oben nur 10 cm stark und nehmen nach unten bis auf 30 cm zu. Die den Block in fünf 2 m weite Abteilungen zerlegenden Zwischenwände sind gleichbleibend 10 cm stark bemessen, während die Bodenplatte 1 m Dicke erhalten hat. Zur Versteifung der Außenwände dienen ferner die im Grundriß und im Querschnitt erkennbaren, nach unten zunehmenden Ausfüllungen, die den einzelnen Hohlräumen eine kegelförmige, oben rechteckig und unten an den Schmalseiten halbkreisförmig begrenzte Gestalt geben.

Um der Oberfläche der Betonausfüllung eine möglichst zusammenhängende Beschaffenheit zu geben, wurden die Zwischenwände nicht bis zur vollen Höhe der Blöcke angelegt.

Für die Herstellung der aus einer Betonmischung im Verhältnis 1 : 2 : 4 ausgeführten Blöcke bot das Vorhandensein einer umfangreichen Dockanlage, die aus zwei Reihen rostartiger Stapelplätze und einem schwimmenden, sogenannten Rost- oder Absetzdock besteht, besonders günstige Umstände. Die einzelnen Blöcke konnten mit Hilfe dieser Anlage auf einer starken, die Stapelplätze überdeckenden Balkenlage zwischen hölzernen Rüstungen aufgestampft werden und nach genügender Erhärtung durch das Rostdock, das mit seinen Bodenpontons zwischen die Stapelreihen eingeschoben werden kann, abgehoben und ins Wasser versenkt werden. Infolgedessen geht dieser Vorgang vollkommen stoßfrei vor sich, so daß die Eisenbewehrung der Blöcke auf ein sehr geringes Maß herabgedrückt werden konnte. Da die ins Wasser gelassenen Blöcke sich als wasserdicht und genügend schwimmfähig erwiesen, konnten sie ohne weitere Vorrichtungen durch Schleppdampfer an die Verwendungsstelle gebracht werden und nach sorgfältiger Verankerung durch Öffnung der an den Schmalseiten über dem Boden vorgesehenen Schützen versenkt werden. Zur Beschleunigung der Ausfüllung fanden vorher angefertigte Blöcke Verwendung, deren Gestalt derjenigen der Hohlräume angepaßt war (Abb. 118).

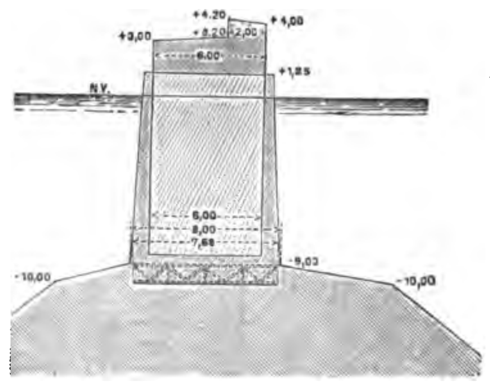


Abb. 119. Querschnitt des Wellenbrechers von Las Havas.

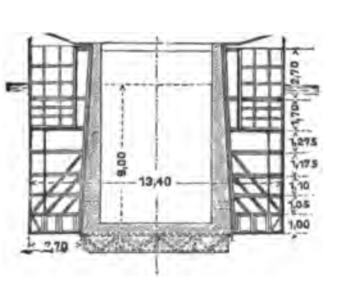


Abb. 120. Schwimmender Block mit Schwimmkästen.

Die beschriebene Gestaltung der Blöcke war das Ergebnis der Anfertigung dreier Versuchsblöcke, die zur Sammlung von Erfahrungen über die zweckmäßigste Form und schnellste und billigste Herstellungsweise dienen sollten; namentlich durch Beschränkung des Eisenverbrauchs stellten sich die Einheitskosten der Blöcke um 40 vH. geringer als diejenigen in Bilbao.

In ähnlicher Weise soll im Hafen von Valparaiso (Chile) der Wellenbrecher von Las Havas ausgeführt werden[1]), nur wird hier die Verwendung von Eisen und Beton auf die Herstellung der 1 m dicken Sohle der Schwimmkörper beschränkt

[1]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1905. S. 227, ebendaher Abb. 119 u. 120.

(Abb. 119), während der obere Teil aus Bruchsteinmauerwerk mit entsprechenden, später mit Sandbeton auszufüllenden Hohlräumen aufgeführt wird. Die Beförderung der Blöcke erfolgt wie oben durch besondere eiserne Schwimmkästen (Abb. 120). Diese Bauweise erscheint nicht unbedenklich, da das Bruchsteinmauerwerk weniger geeignet ist, den bei der Versenkung der Blöcke auftretenden einseitigen Beanspruchungen zu widerstehen, der Verfasser würde für die Schwimmkästen die Herstellung der Böden und Seitenwände aus Eisenbeton vorgezogen haben.

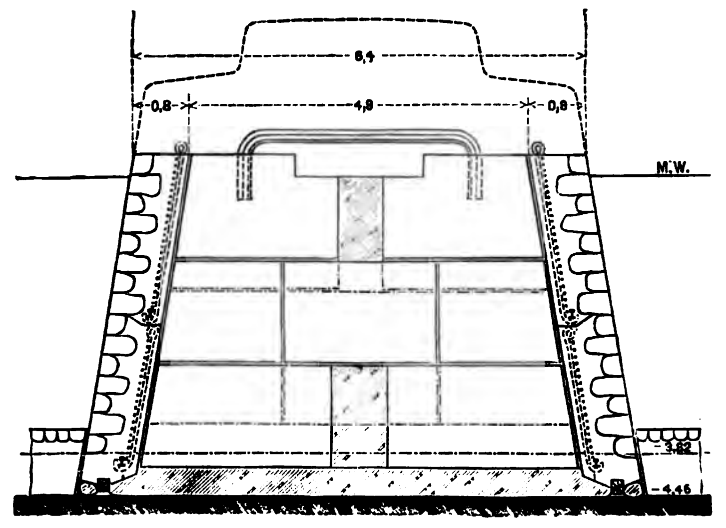


Abb. 121. Querschnitt.

Mehr der reinen Eisenbetonbauweise nähert sich das bei dem Bau der Seemolen vor den dänischen Fischerdörfern Vorupör und Hanstholm eingeschlagene Verfahren[1]). Der Unterbau der Molenkörper wird hier durch Versenkung von Eisenbetonmänteln hergestellt, die mit Beton in Form von Schüttungen und Blöcken ausgefüllt werden (Abb. 121 und 122).

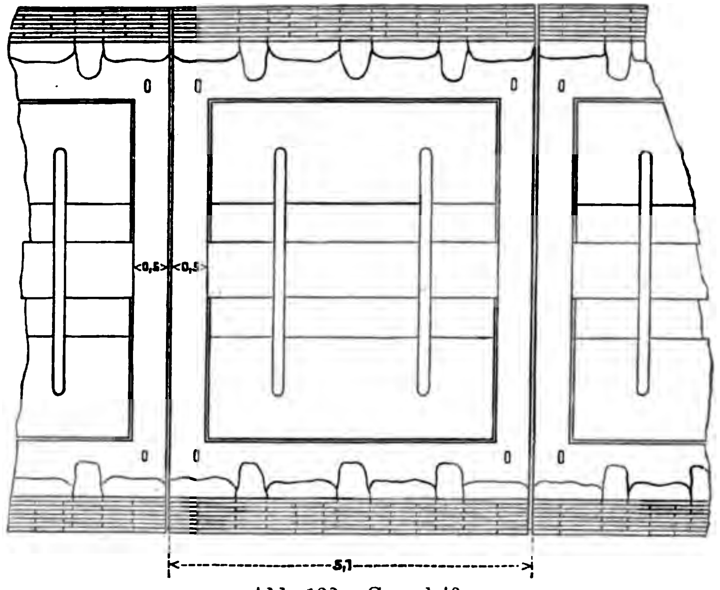


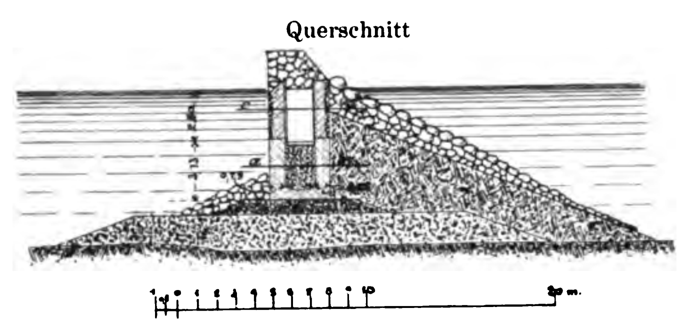
Abb. 122. Grundriß.

Die Wände der je nach der Wassertiefe aus 1, 2 oder 3 übereinander zu setzenden Teilen bestehenden Mäntel haben an den Außenseiten 0,8 m, an den Innenseiten 0,5 m Stärke und erhalten Eiseneinlagen aus 11 mm starken wagerechten und 7 mm starken lotrechten Rundstäben. Außerdem erhalten die Mantelwände zum Heben und Fortbewegen am unteren Rande noch eine Einlage aus Eisenbahnschienen, unter die eiserne, mit Ösen versehene Zugstangen greifen. Die Mischung der aus Beton mit Granitverblendung hergestellten Mäntel besteht aus 1 Teil Zement, 2 Teilen Sand and 4 Teilen Steinbrocken; das Gewicht der einzelnen, durch einen großen Drehkran zu versetzenden Mäntel beträgt rd. 80 t.

Die untersten Mäntel erhalten ferner eine weiche Holzeinlage, mit der sie sich auf den vorher durch Taucher sorgfältig geebneten Untergrund anpressen sollen.

[1]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1906, S. 174 ff., ebendaher Abb. 121 u. 122.

In eigenartiger Weise erfolgt die Anfertigung der mehrteiligen Mäntel auf dem Arbeitsplatze, um ein genaues Aufeinanderpassen der oberen und unteren Stücke zu erzielen. Die Mäntel werden zuerst in ganzer Höhe hergestellt und die Trennungsfugen durch Papierstreifen gebildet; nach einigen Tagen wird die Stampfform entfernt und nun der Mantel als Lehre für die später zu seiner Ausfüllung dienenden Betonblöcke benutzt, nachdem die Innenwände zur Verhütung des Anhaftens vorher mit Lehm bestrichen worden sind.



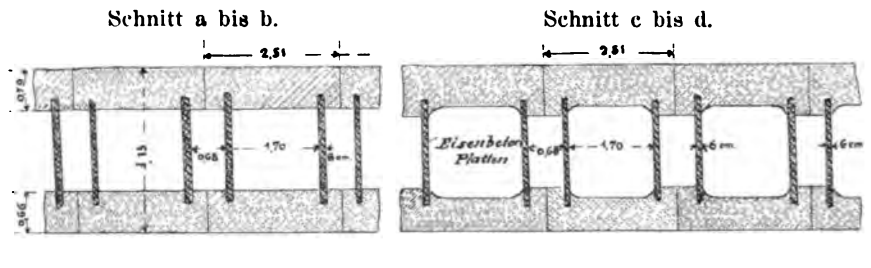


Abb. 123. Querschnitt des Hafendamms in Kopenhagen und Grundriß der Blöcke.

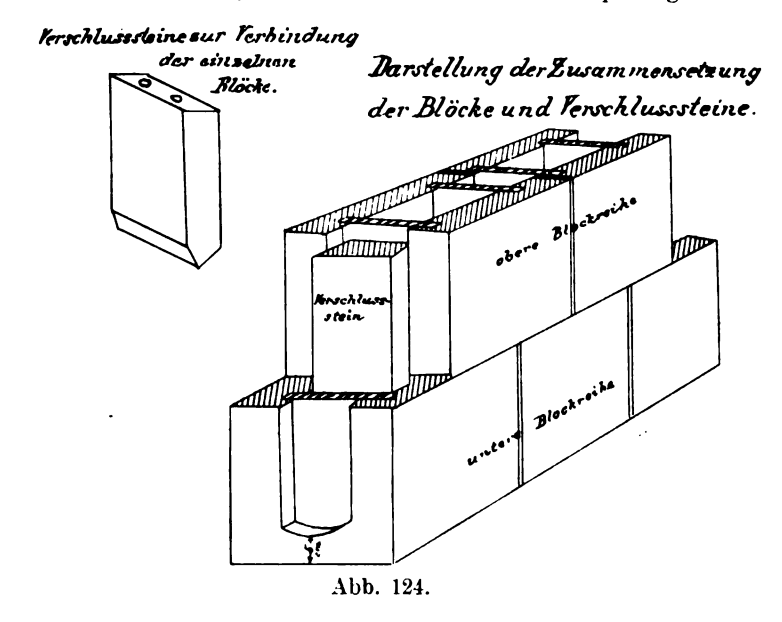


Abb. 124.

Der den Unternehmern J. V. Blom, J. Saabye und O. Lerche in Kopenhagen übertragene Bau soll im Jahre 1909 beendet sein.

Den Beschluß dieser Angaben über Molenbauten bilde der Hinweis auf die bei dem Bau der Hafendämme in Kopenhagen gemachte geringe, aber interessante Anwendung des Eisenbetons.[1])

Bei der Ausführung der Bauten mußte ein Kran benutzt werden, dessen Tragfähigkeit nur 35 bis 40 t betrug. Es lag daher die Aufgabe vor, das Gewicht der aus anderen Gründen in bestimmten Abmessungen auszuführenden Blöcke unter dieser Grenze halten; zu dem Zweck erhielten die aus Beton hergestellten hohlen Blöcke an den Innenseiten 6 cm starke Wände aus Eisenbeton, während die Außenseiten 0,79

[1]) C. de Cordemoy. Les Ports modernes I. S. 407, ebendaher Abb. 123 u. 124.

bzw. 0,66 cm stark ausgeführt wurden (Abb. 123). Die Bewehrung der Eisenbetonwände besteht bei den oberen Blöcken aus 7 mm, bei den unteren aus 10 mm starken Rundstäben und bei beiden aus 5,5 mm starken, lotrechten Verteilungsdrähten.

Zur Verbindung der neben- und übereinanderliegenden Blöcke wurden besondere Betonschlußsteine, wie in der Abb. 124 ersichtlich, verwendet, im übrigen erfolgte die Ausfüllung der hohlen Blöcke mit Sand und Kies.

4. Uferbefestigungen in Häfen und an Lösch- und Ladestellen der Kanäle und Flüsse.

Auf diesem Gebiete hat die Eisenbetonbauweise bei der Herstellung der Bollwerke, Kaimauern, Lösch- und Ladebrücken eine außerordentlich umfangreiche Anwendung gefunden.

Alle diese Bauwerke zerfallen in zwei Teile, den unter Wasser liegenden und den darüber befindlichen. Für den ersteren dient in den meisten Fällen Holz als Baustoff, wenn nicht das mit der Höhe des Salzgehalts des Wassers zusammenhängende Auftreten des Bohrwurms seine Anwendung verbietet, für den oberen Teil dagegen finden Holz, Stein oder Beton, je nach der Bedeutung des Bauwerks oder den zur Verfügung stehenden Mitteln Verwendung.

α) Bollwerke gemischter Bauweise.

Am häufigsten wurden in früheren Zeiten bei der Einfassung von Hafenbecken oder der Befestigung der Ufer an Lösch- und Ladestellen hölzerne Bohlwerke ausgeführt, die mit dem Vorzug der Billigkeit und der einfachen und schnellen Herstellung den Nachteil großer Vergänglichkeit und teurer Unterhaltung des über Wasser liegenden Teils verbanden. Hier kam die Eisenbetonweise wie gerufen, indem sie die Möglichkeit schuf, unter Beibehaltung der einfachen Formen dieser Bauwerke dem oberen Teil eine dauerhaftere und billiger zu erhaltende Gestalt zu geben. So hat sich in neuerer Zeit eine besondere Bauweise für Bollwerke (diese Bezeichnung trete an Stelle des nun nicht mehr zutreffenden Namens Bohlwerk) herausgebildet, deren unterer Teil noch die frühere Form aufweist, deren oberer dagegen dem neuen Baustoff angepaßt ist.

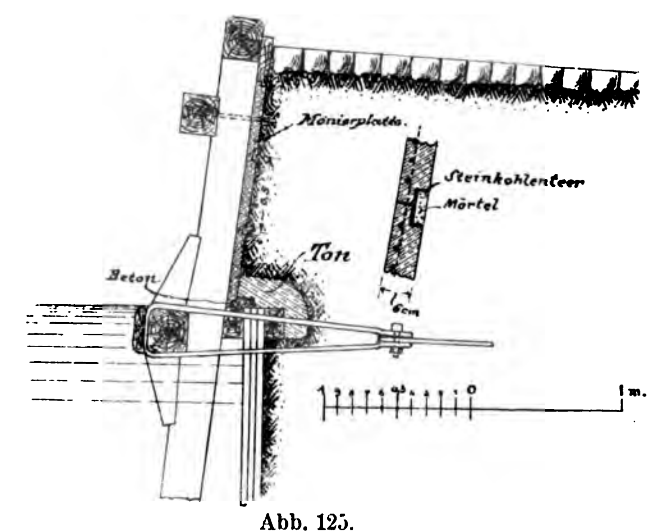


Abb. 125.
Bohlwerk mit Eisenbetonplatten in Kolbergermünde.

Den Übergang zu dieser Bauweise bildet die Verwendung von Eisenbetonplatten zur Hintersetzung von Holzbohlwerken im Hafen von Kolbergermünde und Rügenwalde. Es hatte sich hier gezeigt, daß die Hintersetzungsbohlen dreimal erneuert werden mußten, ehe die Holzpfähle abgängig wurden; daher wurde im Jahre 1898 der erfolgreiche Versuch gemacht, die hölzernen Bohlen durch 6 cm starke Monierplatten von 0,5 m Breite und 1,25 bis 1,5 m Länge zu ersetzen (Abb. 125).

Hierbei erhielten die Bohlen an den Stoß- und Lagerfugen 2 × 3 cm große Falze, die vor der Ausfüllung durch Zementmörtel mit Steinkohlenteer gestrichen wurden, um eine spätere Ablösung des Mörtels zu erleichtern und eine Wiederverwendung der Platten zu ermöglichen.

Durch diese Anordnung können die Unterhaltungskosten der Bollwerke sehr verringert werden, noch mehr wird dies jedoch der Fall sein, wenn bei Gelegenheit auch die Holzpfähle durch Eisenbetonpfähle ersetzt oder auf die vorhandene Spundwand nach Art der weiter unten beschriebenen Ausführungen eiserne Ständer aufgesetzt werden.

Besonders bemerkenswert ist ferner die durch die Firma Drenckhahn u. Sudhop in Braunschweig im Auftrage der Eisenbahnverwaltung vorgenommene Umwandlung des baufälligen Holzbohlwerks am Weichselbahnhof zu Neufahrwasser in

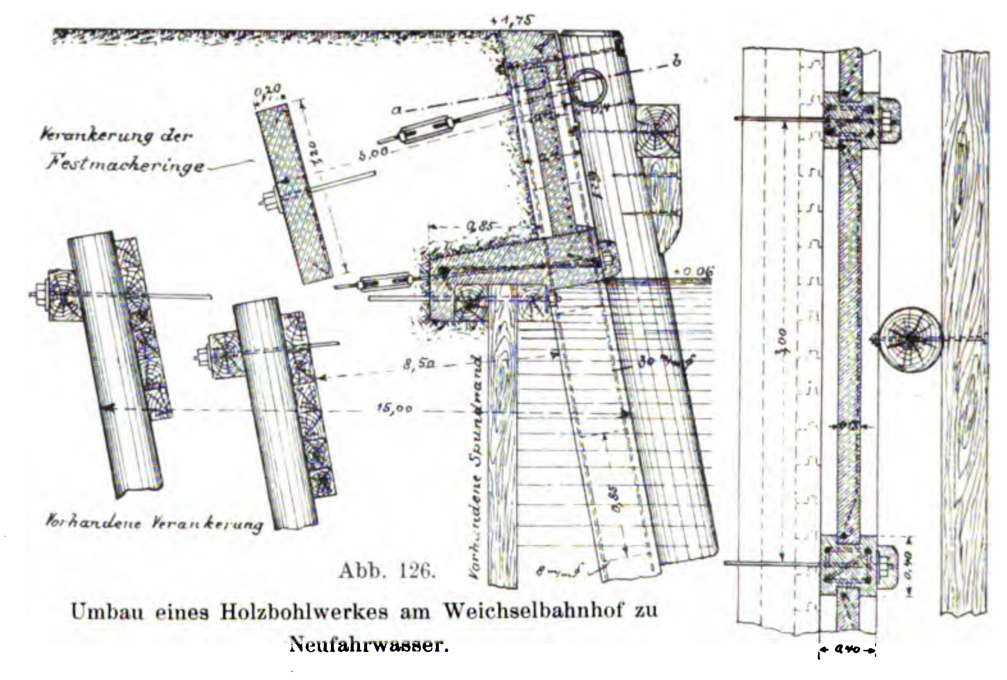


Abb. 126.
Umbau eines Holzbohlwerkes am Weichselbahnhof zu Neufahrwasser.

ein solches aus Eisenbeton. An diesem Bohlwerk war sowohl die bis Mittelwasser reichende, beiderseitig verholmte Spundwand, als auch die Verankerung gut erhalten; die Erneuerung wurde daher unter geschickter Benutzung dieser Bauteile bewirkt, indem zunächst im Abstande von 3 m Eisenbetonpfähle von 12,5 m Länge, bewehrt durch 4 Rundeisen von 30 mm Durchmesser und 8 mm starke Verbindungsdrähte im Abstande von 0,85 m, in einer Neigung von 6 : 1 vor die vorhandene Spundwand gerammt und mit der Verankerung verbunden wurden. Zwischen diesen Pfählen, in Nuten derselben eingreifend, wurde darauf eine 17 cm starke, mit Rundeisen von 11 mm Durchmesser bewehrte Betonplatte ausgeführt, die sich mit dem nach hinten verbreiterten Fuß auf die alte Spundwand und deren Holme stützt (Abb. 126 und 127). Den oberen Abschluß bildet ein Betonbalken, der an der Vorderkante mit einem Winkeleisen zum Schutze gegen Beschädigungen durch Stöße versehen ist.

Vor dem Bollwerk befindet sich eine in Danzig allgemein übliche, hölzerne Gordungswand als elastisches Zwischenmittel. Die obengenannter Firma geschützte Anordnung dürfte für den Umbau alter Holzbohlwerke sehr zu empfehlen sein.

In besonders großem Umfange werden in neuerer Zeit die bereits eingangs erwähnten Bollwerke errichtet, deren unterer Teil wie bei den früheren Ausführungen aus einer hölzernen Spundwand besteht und deren oberer Teil in massiver Bauart in der Weise gebildet wird, daß auf der Spundwand auf einer vor dieser gerammten, verholmten Pfahlreihe walzeiserne Ständer aufgestellt werden, zwischen die entweder in der Werkstatt oder an Ort und Stelle hergestellte Eisenbetonplatten eingebaut werden.

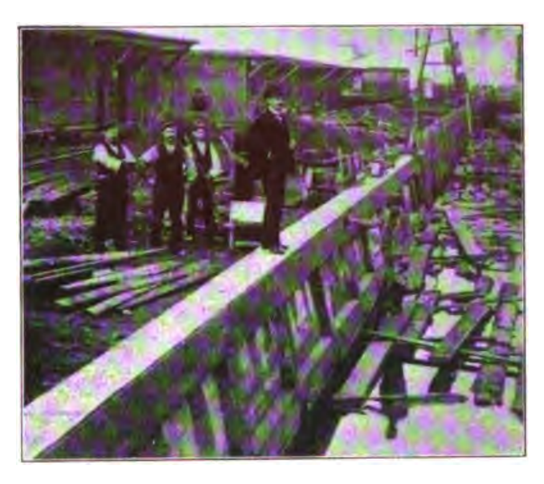


Abb. 127. Umbau eines Holzbohlwerks am Weichselbahnhof zu Neufahrwasser.

Auf diese Weise wird eine dauerhafte Verkleidung des Ufers erreicht, die gegen den Erddruck entsprechend zu verankern ist, wobei die Anker entweder zu verzinken oder mit Zementmörtel zu umhüllen sind, um sie vor dem Rosten zu bewahren.

Als Verankerung können hierbei, wenn sie dauernd im feuchten Erdreich stehen, die üblichen Holzkonstruktionen, am besten in Bockform, oder sonst Eisenbetonplatten Verwendung finden.

Behufs Materialersparnis empfiehlt es sich ferner, die Lage des oberen Ankers so zu wählen, daß das Biegungsmoment an seiner Angriffsstelle gleich und entgegengesetzt dem zwischen diesem Punkte und dem unteren Ende auftretenden Momente wird.

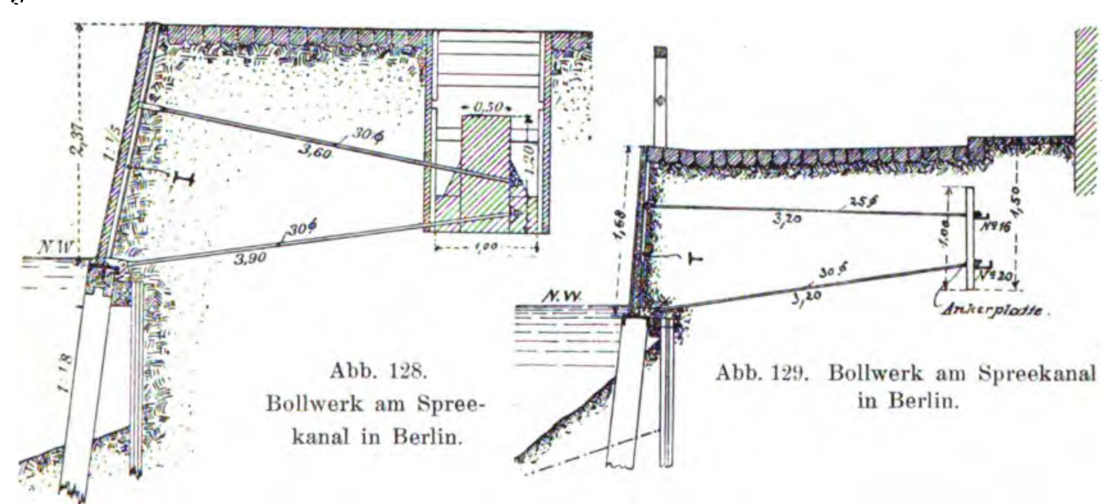


Abb. 128. Bollwerk am Spreekanal in Berlin.

Abb. 129. Bollwerk am Spreekanal in Berlin.

Die einzelnen ausgeführten Beispiele unterscheiden sich wenig voneinander, hauptsächlich treten bei der Ausbildung des Fußes der Ständer und bei dem Anschlusse der Verankerungen Verschiedenheiten auf.

Schon im Jahre 1890 wurden am Spreekanal in Berlin versuchsweise Bollwerke in der geschilderten Bauweise errichtet, die zu weiterer Ausbildung der Anordnung und zahlreichen weiteren Ausführungen Veranlassung gaben[1]) (Abb. 128 und 129).

Auf einer vor der Spundwand eingerammten Grundpfahlreihe ruht ein **[**-Eisen, auf dem sich in Abständen von 1,5 bis 2 m eiserne Ständer erheben, die in Straßen-

[1]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1895. S. 481 u. 492, ebendaher Abb. 128 und 129.

höhe durch ein leichtes Formeisen zusammengefaßt werden und die Auflager für dazwischengeschobene Monierplatten von 0,6 bis 1 m Höhe und 6 bis 7,5 cm Stärke bilden. Zwei Ankerlagen, die in dem einen Fall in einer kleinen durchlaufenden Betonmauer, in dem anderen in einer besonderen Ankerplatte endigen, sichern die Standsicherheit des oberen Bauteils.

Die mit diesen Probestrecken gemachten günstigen Erfahrungen führten in den Jahren 1901 bis 1903 zur Bekleidung des ganzen Spreekanals mit solchen Bollwerken[1]) (Abb. 6a bis g auf Tafel III).

Hierbei fielen die Grundpfahlreihen fort, so daß der Unterwasserteil des Bauwerks lediglich aus einer 5 m langen, 15 cm starken in der Neigung 8 : 1 gerammten Spundwand besteht. Auf dieser ruht zunächst in 10 m langen Schüssen ein Holm aus U-Eisen Nr. 16, alle 50 cm mit verzinkten Nägeln befestigt, und darauf in Abständen von 2 m von Mitte zu Mitte je 2 aufgenietete Winkeleisenlaschen 130 × 65 × 10, zwischen denen die aus I-Eisen Nr. 24 gebildeten Stiele durch einen Schraubenbolzen von 35 mm Durchmesser gelenkartig befestigt sind. Am oberen Ende werden die Ständer durch ein Winkeleisen verbunden und rückwärtig durch 2 Reihen durch Laschen angeschlossene Flacheisen, die den Vorzug besitzen, dem Druck der sich allmählich setzenden Hinterfüllungserde besser zu widerstehen, gegen eine Eisenbetonplatte verankert.

Abb. 130. Bollwerk am Holsteiner Ufer in Berlin.

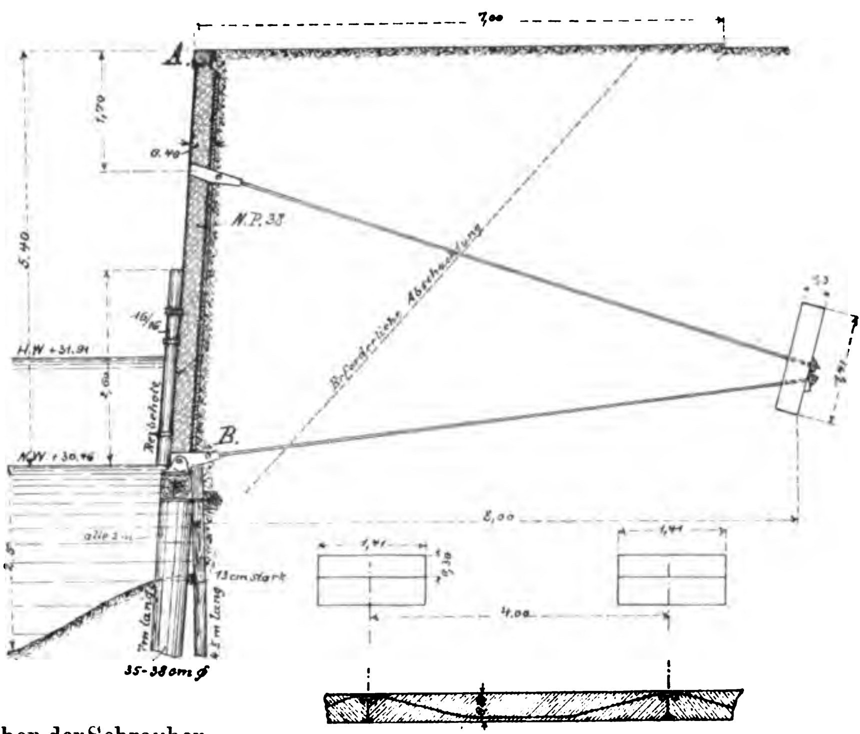
In die so gebildeten Fache wurden Monierplatten, die mit der Vorderfläche der Ständer bündig liegen, eingeschoben und die hinter den Platten hervorragenden Teile der Ständer mit einer trapezförmigen Betonumhüllung umgeben, um sie gegen Rosten zu schützen (Abb. 6g auf Tafel III). Alle sichtbaren Eisenteile wurden zweimal mit Bleimennige und außerdem noch mit Pflugscher grauer Farbe gestrichen.

Entsprechend der bis auf 4,2 m anwachsenden Höhe der aufgeständerten Wand erhielten die 0,49 m hohen, in einer Mischung 1 : 4 hergestellten Platten Stärken von 7 bis 12 cm und je 6 bis 11 Rundeiseneinlagen von 10 mm Stärke.

Bei dem in den Jahren 1901 bis 1902 in Berlin am Holsteiner Ufer in einer Länge von 225 m errichteten Bollwerk, das sich 2,3 bis 2,9 m über Niedrigwasser

[1]) Zeitschrift für Bauwesen 1904, S. 610, ebendaher die Abb. 6 auf Tafel III.

erhebt, stützen sich die in 3 m Entfernung voneinander aufgestellten Ständer auf einem vor der Spundwand angeordneten Holm, der durch eine Schrägpfahlreihe unterstützt wird (Abb. 130); die Befestigung der Ständer erfolgt am unteren Ende gelenkartig in einem besonderen gußeisernen Lagerstuhl, während sie am oberen Ende durch ein wagerechtes I-Eisen Nr. 21 verbunden werden, das gleichzeitig zur Aufnahme einer Granitschwelle dient. Die Bewehrung der zwischen die Ständer an Ort und Stelle eingestampften Betonplatte ist durch wagerechte I-Eisen Nr. 8 erfolgt, deren Abstände von oben nach unten enger werden. Zu den Ankerplatten fanden 1 m² große Eisenbetonplatten von 9 cm Stärke Verwendung, deren Rückseiten mit Ansätzen versehen sind, um den Unterlagsscheiben der Schraubenmuttern eine senkrecht zu dem Anker gerichtete Lage zu geben.



Einschließlich aller Nebenarbeiten haben die Kosten des Bollwerks rund 262 Mark für 1 m betragen.

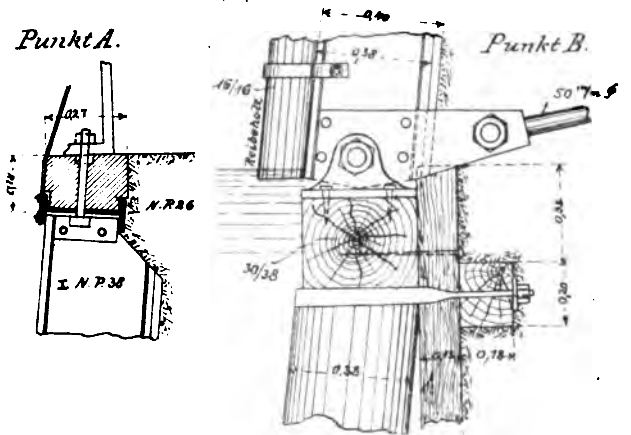


Abb. 131.
Bollwerk am Wikinger Ufer in Berlin.

Ganz bedeutende Abmessungen hat die gleichfalls von der Stadt Berlin am Wikinger Ufer in einer Länge von 372 m in den Jahren 1903 bis 1904 hergestellte, der vorigen ähnliche Uferbekleidung erhalten (Abb. 131 und 132). Da die Oberkante des Bohlwerks sich bis 5,40 m über Niedrigwasser erhebt, haben die Stützen eine Stärke von 38 cm erhalten, ferner ist ihr Abstand auf 4 m und die Dicke der an Ort und Stelle hergestellten Betonplatten auf 40 cm bemessen worden. Eine Verbesserung gegen das obige Beispiel trat bei diesem Bau dadurch ein, daß an Stelle der aus I-Eisen gebildeten Eiseneinlagen gekrümmte Rundeisenstäbe traten, deren Enden hakenförmig die Flanschen der Ständer

umfassen. Durch eingelegte dreikantige Holzleisten hat die Ansichtsfläche eine Fugenteilung erhalten.

Infolge der größeren Höhe haben die Kosten dieser Uferbefestigung die Summe von 447,5 Mark für 1 m erreicht. Die beiden durch die Berliner Aktien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau ausgeführten Bollwerke haben sich seit ihrer Errichtung gut gehalten.

Auch im Hafen von Stettin haben bereits im Jahre 1896 am Parnitzufer Eisenbetonbollwerke erfolgreiche Anwendung gefunden (Abb. 133). An der Baustelle liegt der tragfähige Baugrund etwa 12 m unter Mittelwasser, eine Ufermauer hätte daher



Abb. 132. Ansicht des Bollwerks am Wikinger Ufer in Berlin.[1])

wegen der vielen erforderlichen, langen Pfähle einen bedeutenden Kostenaufwand verursacht.

Aus der Abbildung sind die ungünstigen Bodenverhältnisse ersichtlich und ist ferner erkennbar, daß die aufgeständerte Eisenbetonwand nur einen sehr geringen Teil des ganzen Bauwerks bildet, da bei den verhältnismäßig geringen Wasserspiegelschwankungen im Stettiner Hafen nur eine geringe Höhe der Ufereinfassungen über Mittelwasser erforderlich ist. Abweichend von den bisherigen Ausführungen ist hier die Ausbildung der Ständer, die aus zwei in solchem Abstand aufgestellten ⊏-Eisen bestehen, daß die Anker dazwischen gesteckt werden können. Am unteren Ende sind die Stiele mit einem gußeisernen Kopf verschraubt, der in einem auf der hier wieder vorhandenen, verholmten Grundpfahlreihe ruhenden Lagerkörper beweglich befestigt ist. Zur Bewehrung der an Ort und Stelle gestampften Betonplatten wurden auch hier wagerechte I-Eisen benutzt.

[1]) Abb. 132 stammt von der Akt.-Ges. für Beton- u. Monierbau. Berlin.

Bei den zur Zeit in Stettin geplanten Bollwerken zu beiden Seiten der neuen Parnitzbrücke ist im wesentlichen die bisherige Bauweise beibehalten worden, doch sollen einige Verbesserungen vorgenommen werden, die den bei den älteren Ausführungen gemachten Erfahrungen entsprechen (Abb. 7a und b auf Tafel III). So werden zunächst

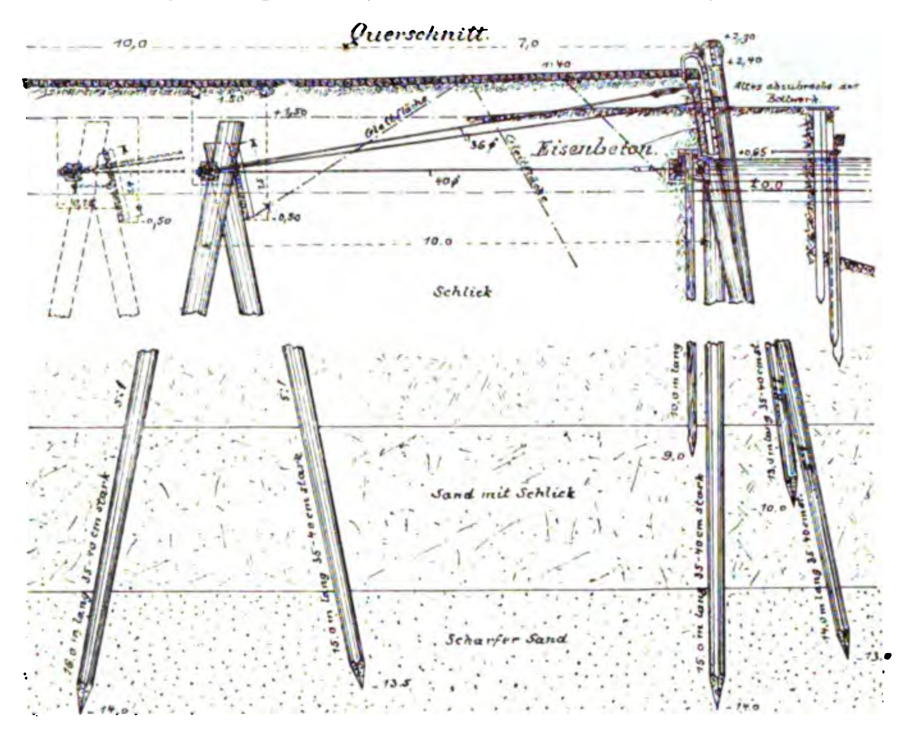


Abb. 133. Bollwerk am Parnitz-Ufer in Stettin.

die wenig zweckmäßigen I-Eiseneinlagen durch 10 mm starke, wagerechte Rundstäbe und 7 mm starke, lotrechte Verteilungsstäbe ersetzt, so daß eine innigere Vereinigung zwischen Eisen und Beton erreicht wird. Ferner wird, um Rissen vorzubeugen, die

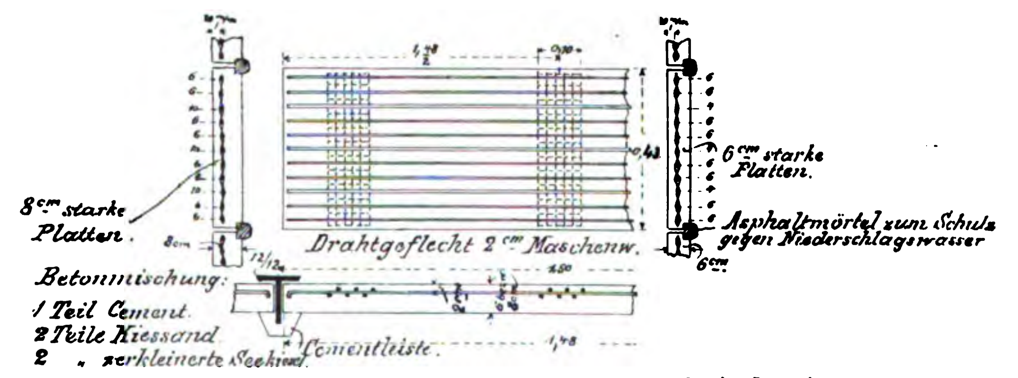


Abb. 134. Eisenbetonplatten am Fischmarkt in Danzig.

ganze Betonplatte durch horizontale Pappstreifenfugen, die an der Außenkante mit Zementmörtel ausgefüllt werden, in einzelne Platten zerlegt und endlich die unterste Betonplatte keilförmig zugespitzt, um eine gewisse Drehung der Stützwand um die untere Kante zu ermöglichen. Hierdurch soll der Stützwand eine geringe Nachgiebigkeit

gegenüber den Stößen anlegender Schiffe gegeben werden. Die gußeisernen Lagerstühle wurden außerdem durch einfachere schmiedeiserne ersetzt.

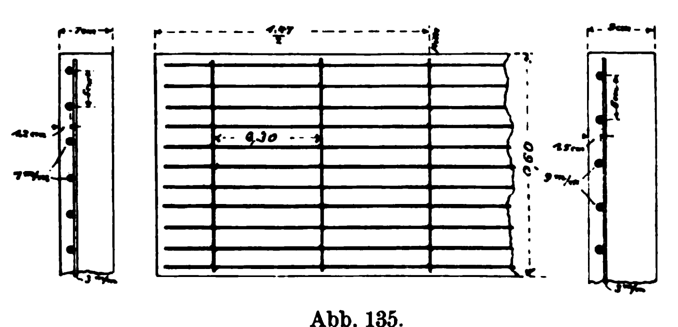


Abb. 135.
Eisenbetonplatten am Hafenkanal in Neufahrwasser.

Aus den beiden Stettiner Beispielen ist ersichtlich, daß die beschriebenen Eisenbetonbollwerke auch zur Ausstattung von Ufern verwendbar sind, an denen große Seeschiffe verkehren.

In erheblichem Umfange kamen ferner Eisenbetonbollwerke im **Hafengebiet der Stadt Danzig und im Bezirk der Hafenbauinspektion zu Neufahrwasser** zur Ausführung, die sich in drei Hauptgruppen zusammenfassen lassen. Bei der ersten in **Danzig am Fischmarkt** und in **Neufahrwasser am Hafenkanal** erbauten Form ist eine gewisse Ähnlichkeit mit den bisher beschriebenen Bollwerken vorhanden (Abb. 8a bis e auf Tafel III), doch ist die Grundpfahlreihe fortgefallen und der Unterbau nur aus einer beiderseitig verholmten rund 5 bis 6 m langen Spundwand gebildet. Ferner ist ein durchgehender eiserner Holm nicht vorhanden, und nur jeder zweite bezw. dritte der 1,50 m voneinander entfernten aus T-Eisen gebildeten Ständer verankert.

Abb. 136.
Bollwerk am Fischereihafen in Neufahrwasser.

Die Befestigung der letzteren am unteren Ende erfolgte nicht gelenkartig, sondern durch feste Vernietung auf einer über die Spundwandholme greifenden, ⊏-förmig gebogenen Blechplatte. Zur Ausfüllung der eisernen Fachwerke wurden in der Werkstatt fertiggestellte Monierplatten von 6 bis 9 cm Stärke, 1,47 m Länge und 0,43 bis 0,6 m Höhe verwendet, über deren Bewehrung die nebenstehenden Abb. 134 und 135 Aufschluß geben.

Während die genannten Ausführungen in der Herstellung der eigentlichen Uferbekleidung nur wenig voneinander abweichen, sind in der Verankerung größere Unterschiede vorhanden, und zwar fanden in Neufahrwasser Monierankerplatten von 1,5 × 1,5 m Größe, bewehrt mit zwei sich kreuzenden Lagen 15 mm starker, 10 cm von Mitte zu Mitte entfernter Rundeisen Verwendung, wohingegen am Fischmarkt in Danzig die Ankerplatte an Ort und Stelle aus einer 1/2 Stein starken Klinkerschicht hergestellt wurde, in deren Fugen, und zwar abwechselnd innen und außen, Flacheisen von 40 × 3 mm Stärke eingelegt wurden, eine Anordnung, die später am Fischereihafen in Neufahrwasser ebenfalls Anwendung fand mit dem Unterschiede, daß die Flacheisen entsprechend der Verteilung der Zugbeanspruchungen in den Ankerplatten gebogen wurden.

Die Bauweise des Bollwerks am Fischereihafen zu Neufahrwasser ist den vorigen beiden Beispielen ähnlich, nur wurde erst jeder dritte Ständer verankert und an der Hafenseite ein Laufsteg und Befestigungsringe für die Fischerfahrzeuge angebracht (Abb. 136).

Eine wesentliche Abweichung von sämtlichen bisherigen Beispielen für Eisenbetonbollwerke bieten die in Danzig am brausenden Wasser von der Stadtbauverwaltung und am Packhof von der Hafenbauinspektion ausgeführten Uferbekleidungen dar, die unter sich nur geringe Verschiedenheiten aufweisen (Abb. 137 und 138). Hier besteht das Bollwerk aus 7,75 bis 8,5 m langen, in 1,50 m Abstand in den Boden gerammten I-Eisen, die 0,50 m unter Mittelwasser durch einen wagerechten Holzbalken verbunden sind, gegen den sich die unverholmte Spundwand lehnt und auf dem die zwischen die Träger eingeschobenen Monierplatten ruhen. Die I-Eisen sind mit wagerecht durchlaufenden, doppelten C-Eisen verbunden, an denen die Verankerung, die hier, wie oben beschrieben, wieder aus Klinkerschichten mit Flacheiseneinlagen gebildet wurde, angreift. Die Stärke der Betonplatten beträgt am Packhof 10 bis 12 cm, am brausenden Wasser dagegen nur 6 und 8 cm.

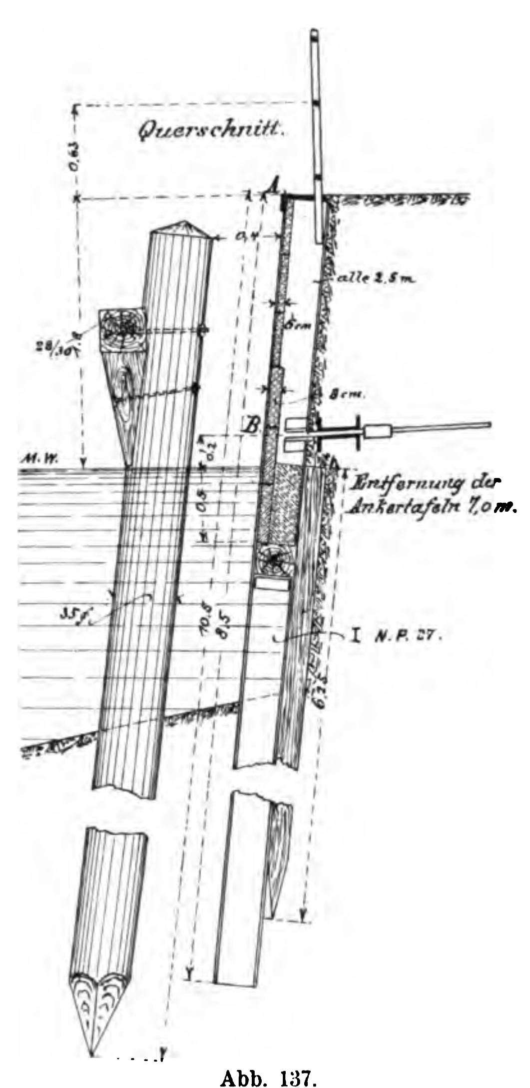


Abb. 137.
Bollwerk am brausenden Wasser in Danzig.

Zur Abdichtung des Raumes zwischen den Monierplatten und der Spundwand wurde bei der Ausführung am brausenden Wasser noch eine Betonfüllung angeordnet.

Zu der letzteren Bauweise mag noch bemerkt werden, daß die Anordnung der Eisenständer unter Wasser nicht ganz unbedenklich erscheint, da sie kaum dauernd

gegen Rosten zu schützen sein werden, und daß ferner die Auswechslung durchgerosteter Ständer bei den aufgeständerten Bollwerken leichter ausführbar ist als bei denen der letztgenannten Art. Bei der Neuheit der Bollwerke wird erst nach geraumer Zeit entschieden werden können, welche Bauweise den Vorzug verdient. Ein Vorteil

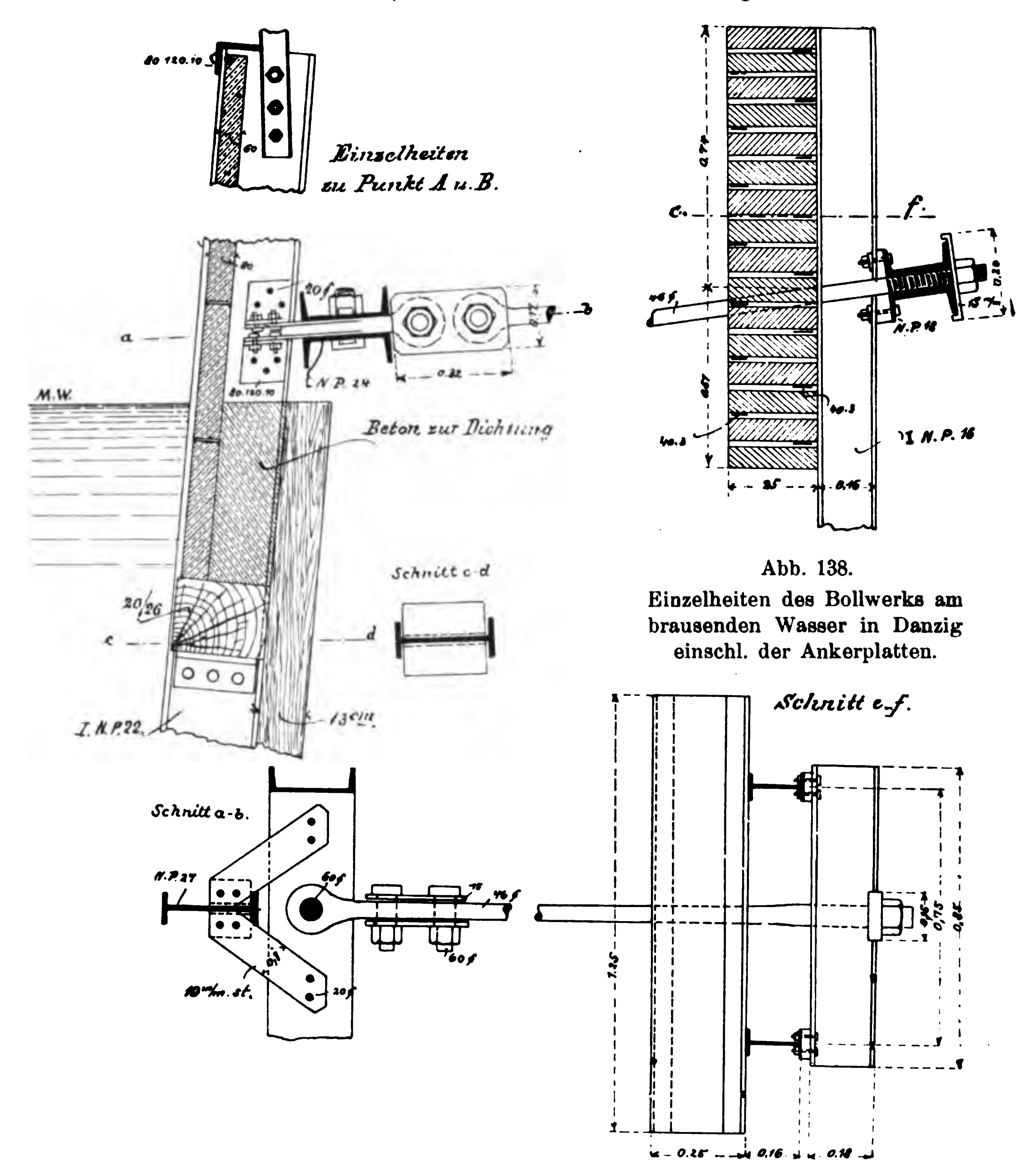


Abb. 138.
Einzelheiten des Bollwerks am brausenden Wasser in Danzig einschl. der Ankerplatten.

der Bauart mit eingerammten Ständern wird darin gefunden, daß die Ausführung des Bollwerks fast unabhängig vom Wasserstande möglich ist, während bei den aufgeständerten Bollwerken Maßnahmen zur Wasserhaltung (Fangedämme usw.) getroffen werden müssen, die nur in dem Falle entbehrlich erscheinen, daß die Bauausführung bei Neuanlagen im Trockenen möglich ist, oder daß das neue Bollwerk hinter die bestehende Uferbekleidung landwärts zurückgesetzt werden kann.

Schließlich sei noch auf eine von der Stadt Danzig an der Radaune, in der Halben Gasse und am Sande im Jahre 1906 zur Ausführung gebrachte Uferverkleidung hingewiesen, welche unter Fortlassung der hier nicht für erforderlich erachteten Spundwand nur aus in 1,50 m Abstand eingerammten I-Eisen Nr. 23 besteht, die durch einen wagerechten Balken unter Wasser verbunden sind und zwischen denen eine Platte aus Klinkerflachschichten in Zementmörtel und Bandeiseneinlagen von 40 × 3 mm eingemauert ist (Abb. 139). Hierbei wurden unter Wasser liegende Teile der Platten, die auch bisweilen an den früher beschriebenen Bollwerken Anwendung fanden, im Trocknen gemauert und dann herabgelassen. Als Vorzug dieser Bauart wird angegeben, daß sie gegenüber der Verwendung von fertig bezogenen Eisenbetonplatten, die Möglichkeit einer Änderung der Ständerentfernungen, wie sie infolge unvorhergesehener Hindernisse eintreten kann, während der Bauausführung zuläßt.

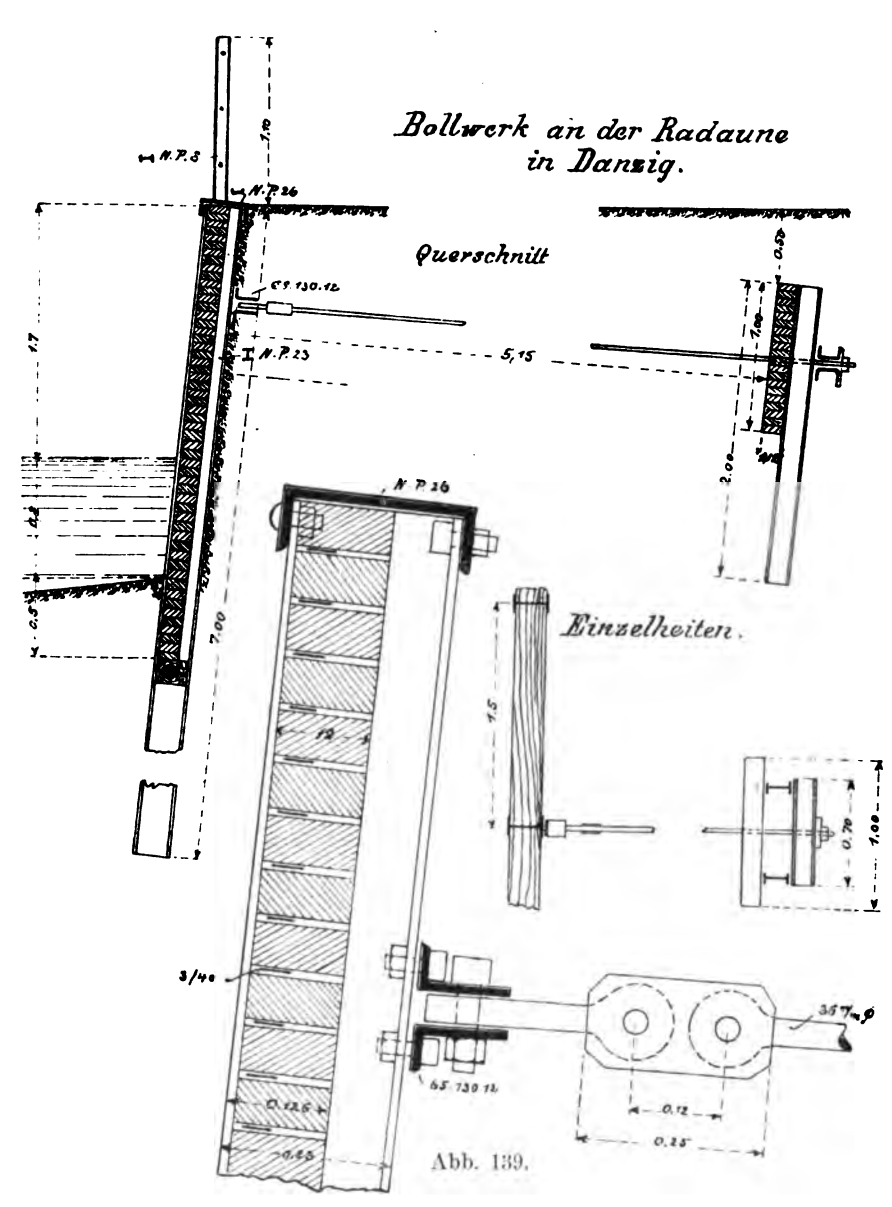


Abb. 139.

Im ganzen besitzt die Stadt Danzig zur Zeit rd. 1,8 km Eisenbetonbollwerke, wohl ein guter Beweis für die Vorzüge der neuen Bauweise.

Erwähnung verdient ferner, daß auch in Pillau an dem Bollwerk vor der Gasanstalt und in Memel bei der Erweiterung und Vertiefung des kleinen Bauhafens Eisenbetonbollwerke Verwendung gefunden haben.

Einen weiteren Fortschritt in dem Bollwerksbau bezeichnet die von der Frank-

furter Hoch- und Tiefbau-Aktien-Gesellschaft bewirkte Ausführung einer „Vorsetze" an der Rille in Hamburg (Abb. 140), bei der der Unterbau aus einer Holzspundwand und der Aufbau aus einer Eisenbetonschwelle, Eisenbetonständern mit dazwischen gespannten Platten und einem Eisenbetonabdeckbalken besteht. Alle Teile des 100 m langen, über Wasser 2,20 m hohen Bollwerks wurden auf dem Werkplatz angefertigt und an der Verwendungsstelle versetzt und verbunden. Bei der Anordnung ist sichtbares Eisen ganz vermieden worden.



Abb. 140. Bollwerk an der Rille in Hamburg.

β) Kaimauern gemischter Bauart.

Bei einer Reihe von Kaimauern sind wichtige Teile aus Eisenbeton hergestellt, um bestimmte Zwecke zu erreichen. So ist z. B. bei der Kaimauer des Hafens von Kiautschou durch eine Eisenbetonspundwand, bei den Mauern des Freihafens von Kopenhagen durch eine Eisenbetonplattenverkleidung Schutz gegen die Angriffe des Bohrwurmes erzielt worden; ferner bei den Mauern der neuen Hafenbecken in Brüssel und in Bremen, die auf Pfahlrost gegründet sind, zur Bildung des Rostes Beton mit Eiseneinlagen benutzt worden. (Näheres hierüber befindet sich im Kapitel über Grundbau.) Alle diese Bauten zeigen die vielseitige Verwendungsfähigkeit des Eisenbetons bei der Lösung schwieriger Fragen des Wasserbaues.

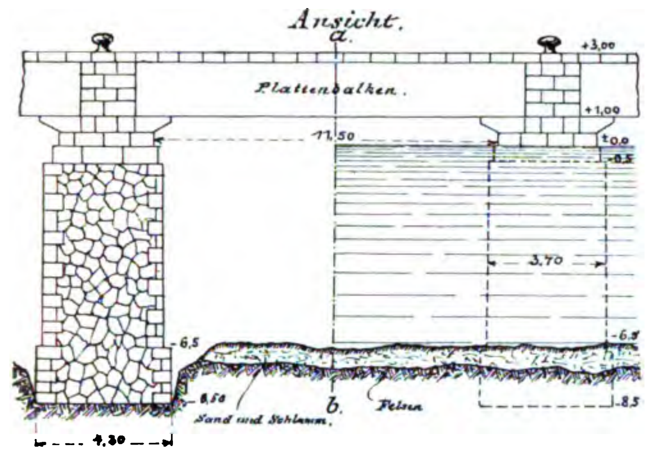
Während bei den genannten Kaimauern nur im Unterwasserteil Eisenbeton Anwendung gefunden hat, ist dies bei den nachfolgenden Beispielen nur im oberen Teil zum Ersatz für die sonst üblichen Mauerwerks- oder Betonkörper geschehen.

So wurde im Hafen von Genua an dem Kai G. Boccardo[1]) (Abb. 141), die Ufermauer aus einzelnen 3,70 m starken, 15,2 m von Mitte zu Mitte entfernten Mauerwerkspfeilern gebildet, die mit einer Plattenbalkendecke verbunden und überbrückt wurden, deren Abmessungen und nach dem System Mélan vorgenommene Bewehrung aus Abb. 142 ersichtlich sind. Die Gründung der Pfeiler erfolgte unter schwimmender Taucherglocke und so tief, daß eine spätere Vertiefung des Hafens möglich ist. Der Abschluß der Hinterfüllungserde wurde durch eine Steinschüttung und eine darauf ruhende Betonblockreihe bewirkt. Durch die große Spannweite und die Berücksichtigung einer Nutzlast von 2,5 t für 1 m² ergaben sich die bedeutenden Stärken der Plattenbalken, deren Festigkeit durch eine Probebelastung an zwei Versuchsbalken geprüft wurde.

Die Gesamtkosten betrugen für 1 m Kaimauer einschließlich der Steinschüttung 1600 Mark.

Zur Verbreiterung der „Wilhelminakade" in Rotterdam wurde ein dem vorigen in gewissen Beziehungen ähnliches Verfahren angewandt.[2])

[1]) Nouvelles Annales de la Construction 1906, S. 58, ebendaher Abb. 141 und 142.
[2]) De Ingenieur 1901, Nr. 8. — Zeitschr. d. österreich. Ing.- u. Arch.-Vereins 1902, S. 636, ebendaher Abb. 143 bis 147.



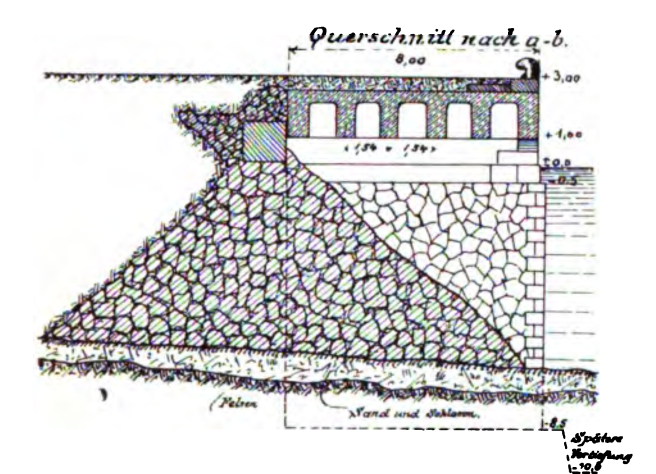


Abb. 141. Mauer am Kai *G.* Boccardo in Genua.

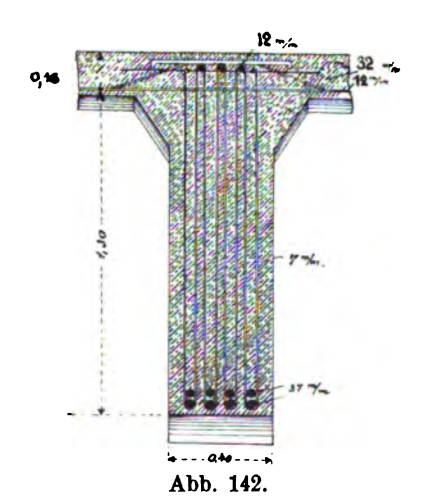


Abb. 142.
Plattenbalken der Mauer am Kai G. Boccardo in Genua.

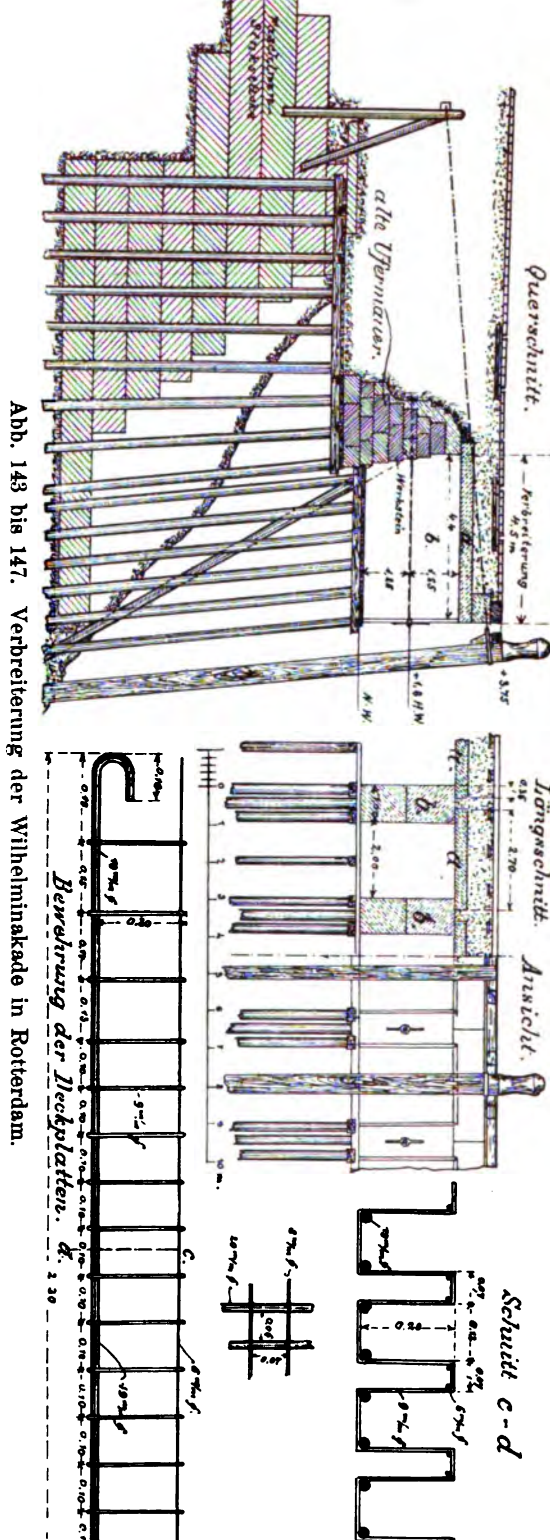


Abb. 143 bis 147. Verbreiterung der Wilhelminakade in Rotterdam.

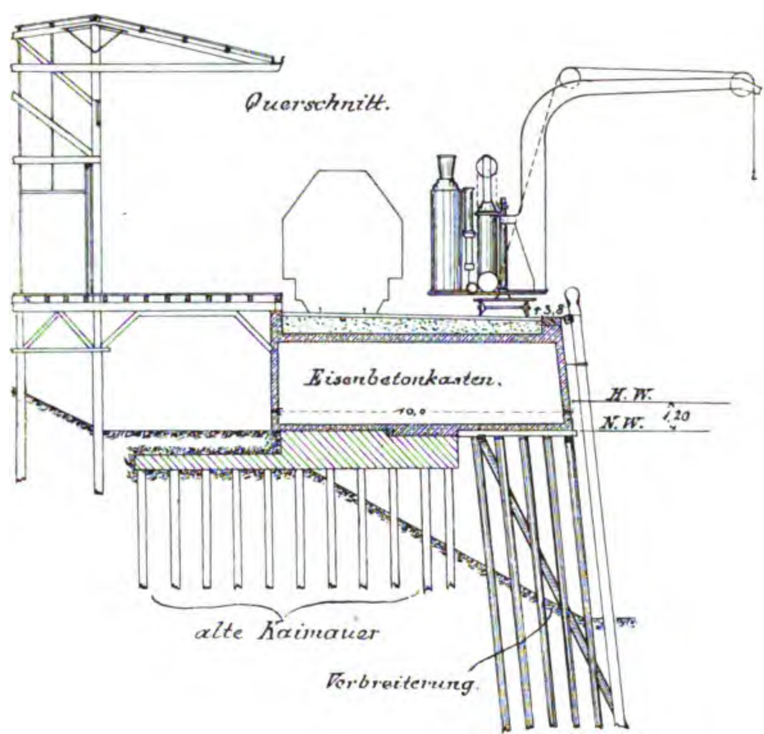


Abb. 148. Umbau der Kaimauer am Eisenbahnhafen in Rotterdam.

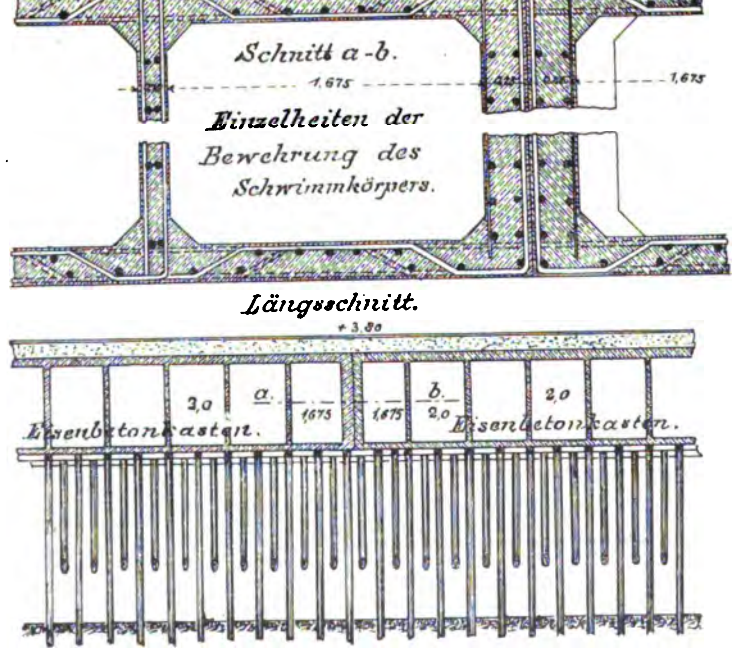


Abb. 149 und 150. Umbau der Kaimauer am Eisenbahnhafen in Rotterdam.

Vor der bisherigen Ufermauer, die bei sehr ungünstigen Bodenverhältnissen nach dem dort üblichen Verfahren auf einem breiten hohen Pfahlrost gegründet war, sollte entsprechend den größer gewordenen Abmessungen der anlegenden Schiffe eine Vertiefung hergestellt werden, die ohne Verstärkung der vorhandenen Mauer für unausführbar erachtet wurde.

Man beschloß daher, den Unterbau der bestehenden Ufermauer unberührt zu lassen und eine Verbreiterung nach der Wasserseite zu vorzunehmen und den neuen Teil auf Pfahlrost unter Verwendung von Eisenbeton zu errichten. Zu der aus den Abb. 143 bis 147 ersichtlichen Anordnung der Pfähle ist zu bemerken, daß die stark geneigten Pfähle sich gegen die Außenkante der teilweise abgebrochenen, alten Mauer stützen. Auf dem Bohlenbelag des Pfahlrostes wurden Betonpfeiler b in 3 m Abstand von Mitte zu Mitte aus je 2 Blöcken von 4,4 m Länge, 1 m Breite und 1,25 m Höhe errichtet, die mit an Ort und Stelle hergestellten, 0,23 bis 0,28 m starken Eisenbetonplatten a überdeckt

wurden. Die Bewehrung dieser Platten geschah in zweierlei Weise: bei einem Teil aus zwei sich kreuzenden Lagen von 20 bezw. 8 mm starken Rundeisen, die in 6 bezw. 7 cm Abstand verlegt wurden, bei dem anderen Teil durch eine obere und untere Lage von 19 bezw. 6 mm starken Rundeisen, die mit 9 mm starken Drähten bügelartig verbunden waren.

Von der Fähigkeit des Eisenbetons, mit geringem Materialaufwand, also auch geringem Gewicht, große Widerstandsfähigkeit zu verbinden, wurde in Rotterdam



Abb. 151. Umbau der Kaimauer am Eisenbahnhafen in Rotterdam: Herstellung eines Eisenbetonkastens im Schwimmdock.

bei dem Umbau der Kaimauer am Eisenbahnhafen in geistreicher Weise Gebrauch gemacht.[1])

Hier war ein Teil der im Jahre 1879 errichteten Kaimauer auf 25 bezw. 100 m gerissen, versackt und ausgewichen.

Da die Ausführung einer neuen Mauer bedeutende Schwierigkeiten und Kosten verursacht hätte, entschloß man sich, die bestehende wasserseitig zu verbreitern. Es fand sich, daß vor der letzteren eingerammte, lange Pfähle genügend Widerstand fanden, um einen hohlen, kastenförmigen Eisenbetonkörper zu tragen, der sowohl auf den vorderen Pfählen als auch auf der alten Mauer ruhte (Abb. 148 bis 152). Das Eigengewicht des Körpers betrug nur 2000 kg für 1 m² Grundfläche und war so gering, daß die Gefahr des Auftreibens bei sehr hohen Wasserständen bestand; er wurde daher mit Öffnungen versehen, die dem Wasser bei dem Flutwechsel freien Ein- und Austritt gestatteten.

[1]) De Ingenieur 1906, Nr. 10, ebendaher Abb. 148, 150 bis 152.



Abb. 152. Umbau der Kaimauer am Eisenbahnhafen in Rotterdam: Einfahren eines Eisenbetonkastens.

Da die Plattform des neuen Rostes auf Niedrigwasser angelegt werden mußte, war es bei dem 1,2 m betragenden Flutwechsel ausgeschlossen, den Betonkörper an Ort und Stelle herzustellen, er sollte daher in einem Trocken- oder Schwimmdock fertig gestellt und schwimmend an seinen Bestimmungsort gebracht werden (Abb. 151 und 152). Im ganzen besaß der Kasten aber ein Gewicht von 800 t und hätte demzufolge einen Tiefgang von 2 m erreicht, so daß dann der Flutwechsel nicht genügt haben würde, um ihn auf die Plattform zu setzen; man beschloß daher, zunächst nur den unteren Teil in etwa 1,5 m Höhe herzustellen und nach dessen Verbringung an Ort und Stelle den oberen Teil auszuführen.

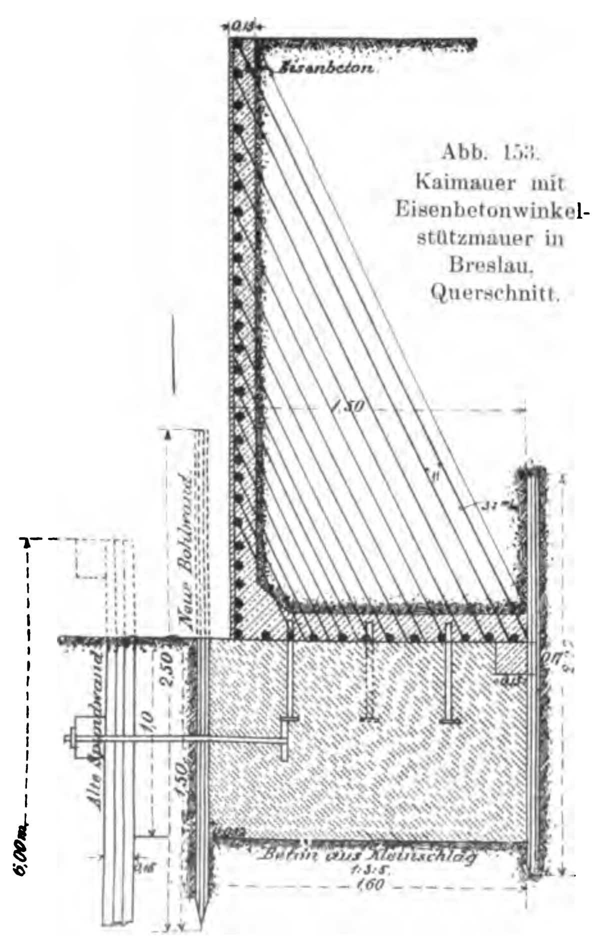


Abb. 153. Kaimauer mit Eisenbetonwinkelstützmauer in Breslau. Querschnitt.

Zunächst wurde ein Kasten von 25 m Länge, 6 m Breite und 1,5 m Höhe hergestellt und zu Wasser gelassen, der eine ernste Probe auf seine Wasserdichtigkeit und Schwimmfähigkeit bestehen mußte, da widrige Umstände seine Verbringung an den Bestimmungsort erst nach 2 Monaten gestatteten, wobei er im ganzen 7 km weit geschleppt wurde (Abb. 152). Die nachfolgenden Schwimmkörper erhielten Abmessungen von 40 m Länge und 10 m Breite und konnten ohne Schwierigkeiten in gleicher Weise eingebaut werden.

Abb. 149 läßt einen Teil der Anordnung der Eiseneinlagen in den Schwimmkörpern erkennen.

Umfassende Anwendung haben ferner für den oberen Teil von Kaimauern winkelförmige Eisenbetonkörper gefunden, die, auf beliebig gestaltetem Unterbau ruhend, für die sonst gebräuchlichen, dicken Mauerwerks- oder Betonkörper einen ebenso widerstandsfähigen wie standsicheren Ersatz bilden.

Eine solche Eisenbetonwinkelstützmauer hat bei dem Umbau der Kaimauer am Schiekolk in Rotterdam[1]) Verwendung gefunden (siehe unter Mauerwerksbau); ferner wurde in Breslau vor dem Grundstück Vorderbleiche No. 8 eine 36 m lange



Abb. 154. Kaimauer aus Eisenbetonwinkelstützmauer auf Betonunterbau in Breslau nach der Ausschalung.

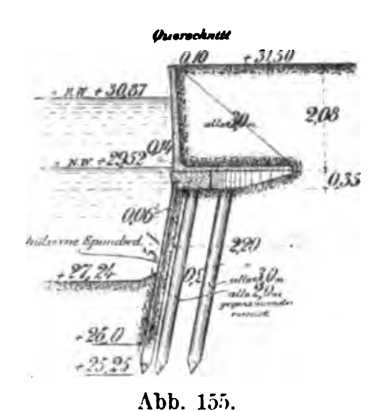


Abb. 155. Kaimauer aus Eisenbetonwinkelstützmauer auf hölzernem Pfahlrost, Vorschlag Möbus.

Kaimauer durch die Firma Gebr. Huber daselbst errichtet, die auf einem Unterbau aus Beton zwischen Spundwänden eine Eisenbetonwinkelstützmauer trägt (Abb. 153 und 154). Hierbei ist sowohl die Stärke der mit dem Betonklotz verankerten Bodenplatte, als auch die der Vorderwand auf 0,15 m bemessen; beide sind durch gleichstarke Strebepfeiler in durchschnittlich 3,1 m Abstand verbunden.

Den gleichen Grundgedanken hat Th. Möbus bei einem Entwurfe für eine Uferbefestigung im Hafen von Spandau ausgestaltet (Abb. 155). Der Unterbau der Befestigung besteht in diesem Falle aus einer hölzernen Spundwand und einer doppelten Pfahlreihe, die über Wasser eine Eisenbetonwinkelstützmauer tragen.

Über die Berechnung von Winkelmauern sind in dem Kapitel V, Grund- und Mauerwerkbau, zahlreiche Beispiele enthalten.

γ. Kaimauern in reiner Eisenbetonbauweise.

Bei den meisten dieser Ausführungen spielen Eisenbetonspundwände eine große Rolle.

Am einfachsten kann eine Kaimauer aus einer Spundwand allein gebildet werden, für deren Verankerung durch Platten, durch Schrägpfähle oder durch Böcke aus Zug- und Druckpfählen Sorge zu tragen ist.

Die Ufereinfassung in Nantes[2]) (Abb. 156), besteht aus einer bis zur Geländehöhe reichenden Eisenbetonspundwand, deren Vorderseite durch eine dünne Eisenbetonwand verkleidet ist, in der die Angriffspunkte der Anker liegen. Die Verankerung wird aus einer winkelförmigen Ankerplatte und 2 Ankerlagen gebildet, die zum Schutz gegen Rosten in Beton eingehüllt sind.

[1]) De Ingenieur 1906, Nr. 10.
[2]) Österreich. Wochenschrift für den öffentl. Baudienst 1908, S. 409, ebendaher Abb. 156.

Wie hier besteht auch die Einfassung einer 31 m langen und 12,5 m breiten Verlängerung der bestehenden mit Holzbohlwerken eingefaßten, zungenförmigen Landungsanlage der Zementfabrik Norden in Aalborg (Jütland)[1] im wesentlichen aus Eisenbetonspundwänden (Abb. 157 und 158). Das von der Firma Christiani u. Nielsen in Kopenhagen nach der Bauweise Hennebique ausgeführte Bauwerk bildet die erste Kaianlage Dänemarks aus Eisenbeton und verdankt ihr Entstehen dem Bestreben eine für den Bohrwurm unangreifbare Bauweise anzuwenden. Der Unterbau der auf 5 bezw. 7,5 m tiefem Wasser zu errichtenden Landungszunge besteht aus Eisenbetonspundwänden, die für das leichtere Eindringen in den harten Untergrund mit starken Pfahlschuhen versehen waren. Nach dem Einrammen wurden die zylindrischen Nuten der Spundbohlen mit Zement ausgegossen, so daß eine vollkommen dichte Wand entstand, und die Eiseneinlagen oberhalb der Wasserlinie blosgelegt (Abb. 159). Darauf erhielten die Spundwände eine Abdeckung durch einen wagerechten Balken, in den die 12,5 m langen, beide Seitenwände verbindenden Anker, die von Holzpfählen unterstützt werden, eingreifen (Abb. 160).

Der obere Teil der Ufereinfassung bildet eine doppelt bewehrte Platte, die in dem wagerechten Balken eingespannt ist und sich daher in innigem Zusammenhang mit dem Unterbau befindet (Abb. 161).

Abb. 156. Ufereinfassung in Nantes, Eisenbetonspundwand mit Verankerung.

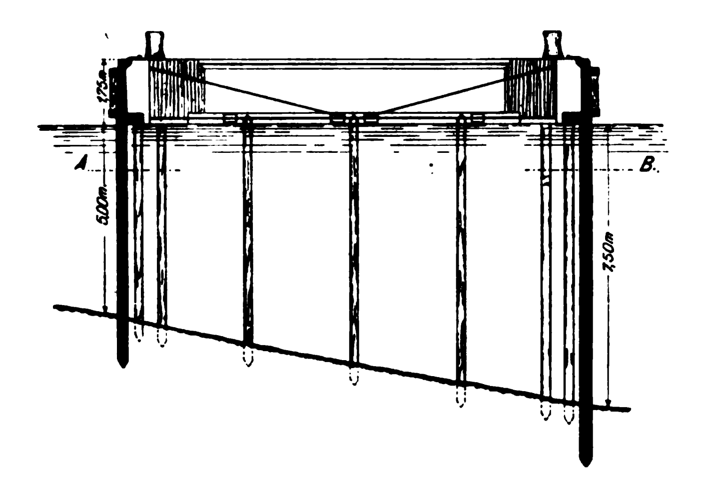
Mit dieser Wand stehen die auch aus Eisenbeton hergestellten Festmacheeinrichtungen für die Schiffe in unmittelbarer Verbindung (Abb. 160). Die im Juli 1906 in Betrieb genommene Anlage hat bisher den gehegten Erwartungen bestens entsprochen.

Ohne eine vordere Bekleidung, die bei dicht gerammter Spundwand entbehrlich sein dürfte, ist die in Abb. 162 dargestellte, von Rechtern angegebene Ufereinfassung gedacht[2]), die nur aus einer gut verankerten Eisenbetonspundwand mit davor angeordneten Reibepfählen besteht; die Verankerung erfolgt an einer durchlaufenden Reihe von Böcken aus Zug- und Druckpfählen.

Ein weiterer sehr sinnreicher Vorschlag zu einer im wesentlichen aus einer Eisenbetonspundwand bestehenden Ufermauer ist Hennebique patentiert worden[3]) (Abb. 163). Hierbei werden die Spundpfähle geneigt eingerammt und in bestimmten Abständen solche

[1]) Ingeniören. 13. Oktober 1906. S. 315 u. ff.
[2]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1900. S. 618. ebendaher Abb. 162.
[3] Zentralblatt der Bauverwaltung 1906 S. 84 ebendaher Abb. 163.

Pfähle *a* verwandt, die einen mit dem Pfahl fest verbundenen lotrecht zu stellenden Ansatz *b* tragen; hinter jedem dieser Pfähle werden nach hinten geneigte Ankerpfähle eingerammt, die mit den vor ihnen stehenden Spundpfählen und mit dem Ansatz *b*



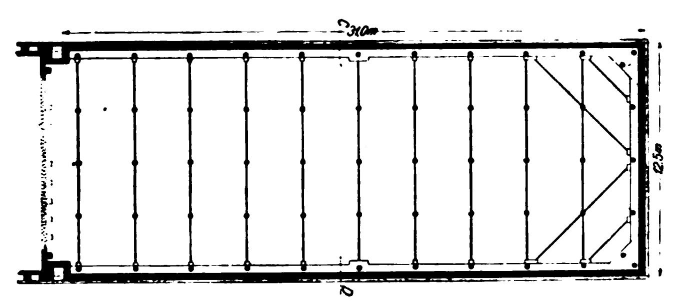


Abb. 157 und 158.
Landungsanlage in Aalborg, Grundriß und Querschnitt.



Abb. 159. Landungsanlage in Aalborg, Eisengerippe der Spundbohlenenden und des wagerechten Balkens.

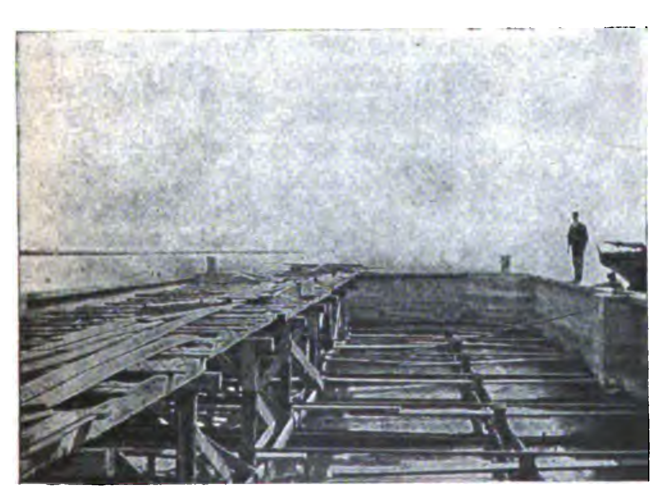


Abb. 160. Landungsanlage in Aalborg, Inneres der fertigen, unverfüllten Anlage.



Abb. 161. Landungsanlage in Aalborg, Eisengerippe der oberen Wand.

durch einen Querbalken p verbunden werden. Ferner werden über den Ansätzen b Längsbalken o angebracht, so daß ein Rahmenwerk entsteht, auf dem die Plattform c ruht. Hierbei greifen die Eiseneinlagen der Spund- und Ankerpfähle, der Längs- und

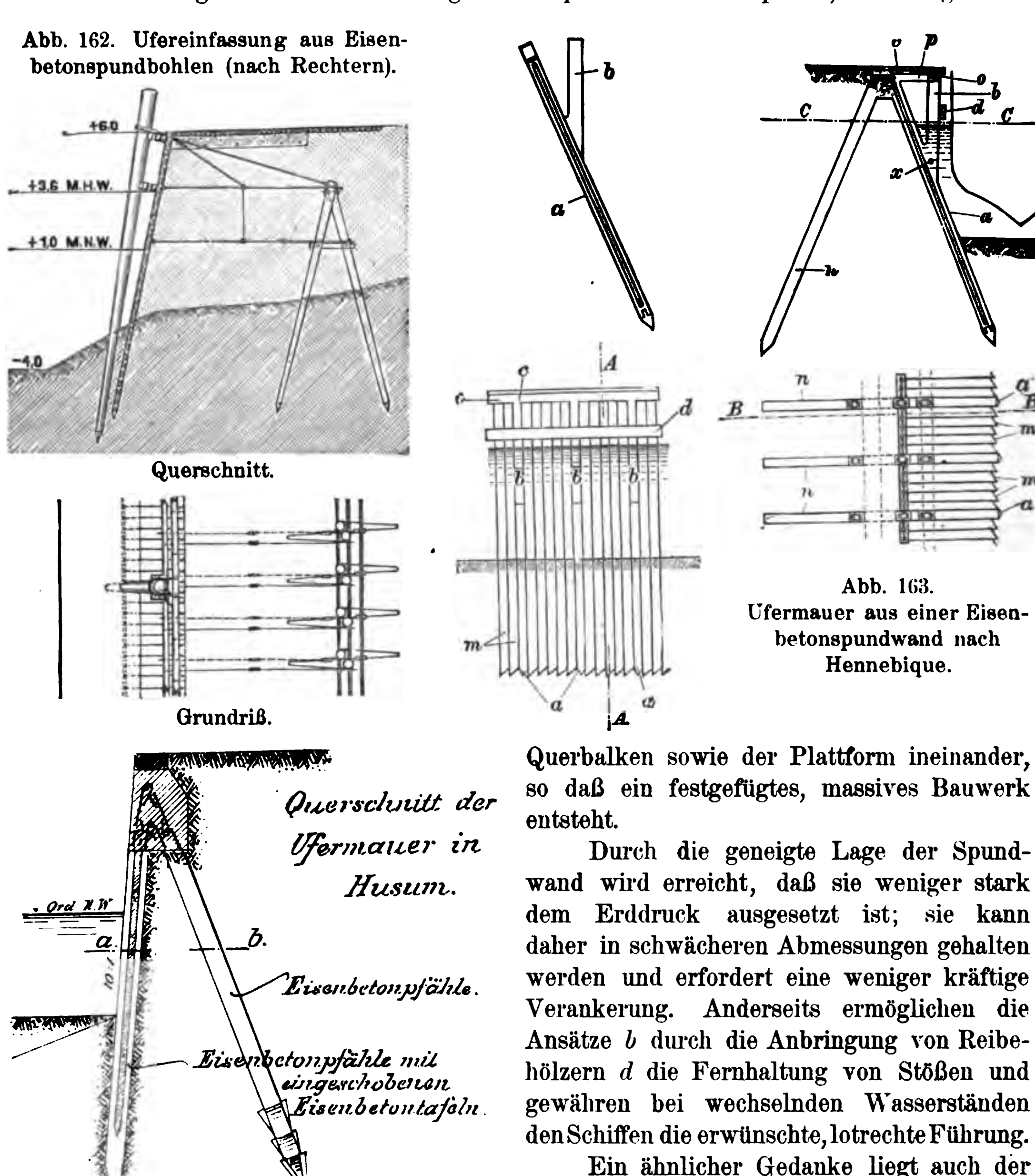


Abb. 162. Ufereinfassung aus Eisenbetonspundbohlen (nach Rechtern).

Abb. 163. Ufermauer aus einer Eisenbetonspundwand nach Hennebique.

Abb. 164.

Querbalken sowie der Plattform ineinander, so daß ein festgefügtes, massives Bauwerk entsteht.

Durch die geneigte Lage der Spundwand wird erreicht, daß sie weniger stark dem Erddruck ausgesetzt ist; sie kann daher in schwächeren Abmessungen gehalten werden und erfordert eine weniger kräftige Verankerung. Anderseits ermöglichen die Ansätze b durch die Anbringung von Reibehölzern d die Fernhaltung von Stößen und gewähren bei wechselnden Wasserständen den Schiffen die erwünschte, lotrechte Führung.

Ein ähnlicher Gedanke liegt auch der in Husum nach einem Entwurfe von Schnapp und der Firma Möbus in Charlottenburg ganz aus Eisenbeton errichteten Kaimauer zugrunde[1]) (Abb. 164), deren Vorderwand aus eingerammten Pfählen mit eingeschobenen Tafeln besteht und deren Verankerung durch nach hinten geneigte, an der Spitze mit Widerhaken ver-

[1]) Möller, Grundriß des Wasserbaues I, S. 116, ebendaher Abb. 164.

sehene Pfähle bewirkt wird. Die Köpfe beider Pfahlreihen umhüllt eine kleine, außerdem die Abdeckplatte tragende Betonmauer, in der die Eiseneinlagen der verschiedenen Bauteile verbunden sind.

Eine weitere Ausgestaltung hat die zuletzt beschriebene Ufermauerform durch Möbus bei einem im Hafen von Flensburg vor der neuen Gasanstalt zu errichtenden Bollwerk erfahren (Abb. 165).

Bei demselben besteht die Spundwand wie bei den meisten Möbusschen Entwürfen und Ausführungen aus einer Reihe von langen, im Abstande von 1,5 m eingerammten Bundpfählen mit eingeschobenen, kürzeren Tafeln (vergl. Abb. 107, S. 215). Beachtenswert ist hierbei, daß die Stärke der Bundpfähle von den Enden nach der Mitte zu von 0,35 m auf 0,50 m wächst, um den dort auftretenden Biegungsbeanspruchungen besser zu widerstehen. Die vordere Wand wird durch eine Reihe von rund 15 m langen Ankerpfählen mit Widerhaken, die 3 m gegenseitigen Abstand besitzen, verankert.

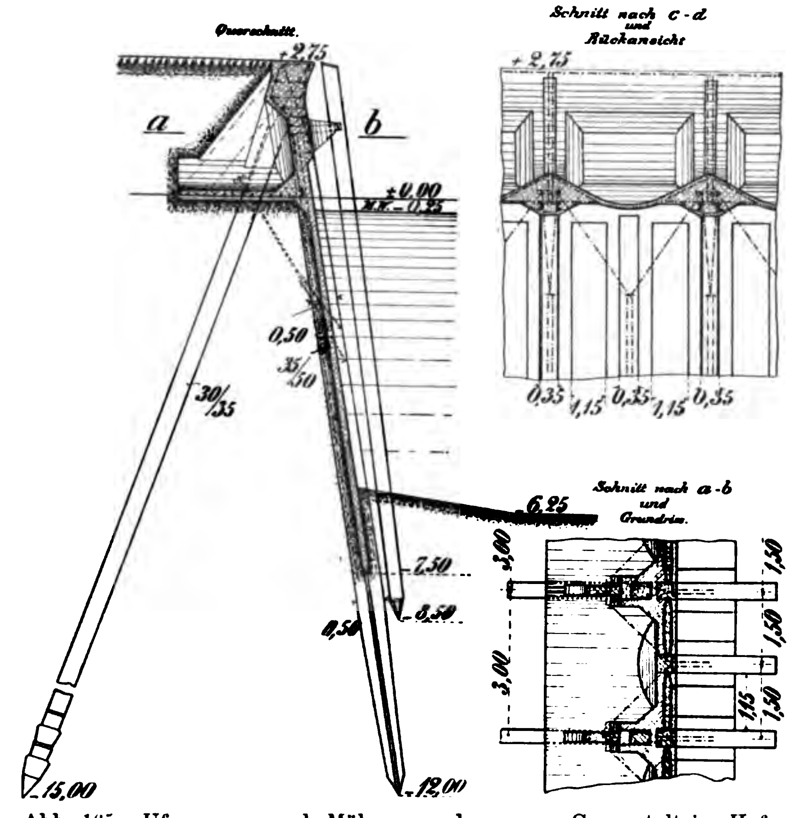


Abb. 165. Ufermauer nach Möbus vor der neuen Gasanstalt im Hafen von Flensburg.

In eigenartiger Weise werden sodann an den einzelnen Ankerjochen Auskragungen angebracht, die untereinander durch wagerechte, umgekehrte Eisenbetongewölbe und mit der Vorderwand durch dreieckförmige Rippen verbunden werden, so daß der obere Teil der Uferbefestigung als eine Winkelstützmauer angesehen werden kann, die mit der vorderen Spundwand und der hinteren Pfahlreihe ein festgefügtes Ganzes bildet. Durch diese Anordnung wird zugleich der Erddruck auf die Spundwand verringert. Die im Querschnitt erkennbare, zur Verkürzung der freien Länge der Bundpfähle vorgesehene Verbindung der letzteren mit den Auskragungen dürfte zweckmäßig in Beton einzuhüllen sein.

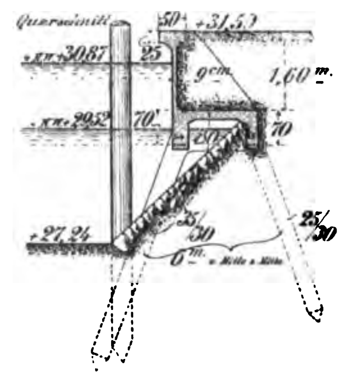


Abb. 166. Entwurf einer Uferbefestigung nach Möbus.

Von dem gleichen Verfasser stammt auch die in Abb. 166 wiedergegebene Form für den Entwurf einer Uferbefestigung im Hafen der Stadt Spandau, bei der die

Spundwand durch ein geneigtes Uferpflaster ersetzt ist und die obere winkelförmige Stützmauer auf Böcken von je zwei nach vorn bezw. nach hinten geneigten Eisenbetonpfählen ruht.

Im Anschluß hieran finde eine in der Bauweise Hennebique vor dem botanischen Garten in Bern ausgeführte Ufereinfassung Erwähnung, bei der ebenfalls die untere Böschung unbefestigt geblieben ist (Abb. 167). Die Ufereinfassung

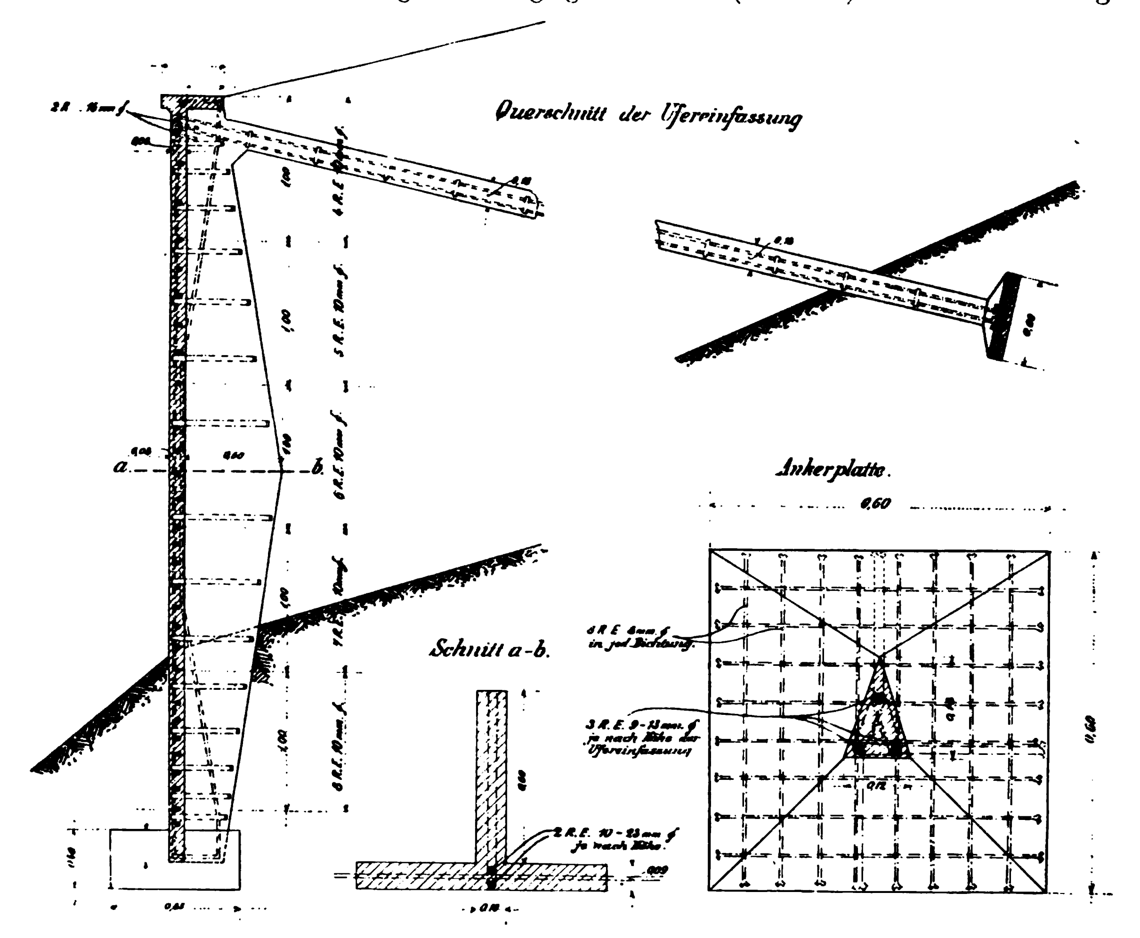


Abb. 167. Ufereinfassung vor dem botanischen Garten in Bern.

besteht aus einzelnen 0,10 m dicken Pfosten, die am Fuße in einen Betonwürfel gebettet sind und am Kopfe durch betonumhüllte Verankerungen gehalten werden. Zwischen den Pfosten, deren Breite nach der Mitte zunimmt, spannt sich eine 10 cm starke Vorderwand, deren wagerechte Bewehrungsstäbe in nach unten enger werdenden Abständen angeordnet sind. Die Betonumhüllung der Verankerung hat in zweckmäßiger Weise einen dreieckigen Querschnitt erhalten, damit sie weniger durch die sich setzende Hinterfüllungserde belastet wird.

Bei der an den Ufern der neuen Hafenbecken in Ruhrort in der bedeutenden Länge von 5,0 km ausgeführten, sehr beachtenswerten Uferbefestigung aus Eisenbeton (Abb. 9 auf Tafel III) wurde zunächst eine lotrechte, 11 cm starke Spundwand aus abwechselnd 3,5 und 4 m langen und 0,6 m breiten Pfählen hergestellt und dann diese mit einem auf seiner Unterseite bogenförmig gestalteten Abschlußbalken versehen, der

in Abständen von je 6 m durch Böcke aus je einem 5,5 m langen Druckpfahl und einem 4,5 m langen Zugpfahl gestützt und verankert wird. An den so gebildeten Unterbau schließt in einer Neigung von $1 : 1^1/_4$ ein auf Kies gebettetes Pflaster an. Die Ausführung auch dieses Bauwerks lag in den Händen der Firma Möbus.

Eine von der Unternehmung Grün u. Bilfinger in Mannheim ausgeführte Kaimauer im Zollhafen zu Düsseldorf (Abb. 168) besteht in ihrem unteren Teile aus einer 32 cm starken Eisenbetonpfahlwand, die hauptsächlich den Zweck hat, den unteren Teil der Hinterfüllung gegen das Wasser abzuschließen, des weiteren das Gewicht der aufgehenden Mauer, sowie schließlich durch die Neigung 5 : 1 noch einen Teil des Erddrucks aufzunehmen. Weiter sind in Abständen von 1,5 m senkrechte Pfähle geschlagen, die die lotrechten Drücke aus dem Mauerwerk und der Hinterfüllungserde aufnehmen. Zu beiden Seiten dieser Pfähle sind Schrägpfähle in Neigung 2,25 : 1 gerammt zur Aufnahme des gegen die Mauer wirkenden Erddrucks. Über sämtliche Pfähle ist eine durchgehende, auskragende Eisenbetonplatte angeordnet, die durch die auf ihr ruhende Hinterfüllungserde ein Verschieben der Mittelkraft nach hinten bewirkt. Ferner werden durch diese Platte die Spundwandpfähle mit den Pfahlböcken verbunden. Die aufgehende Mauer ist aus Stampfbeton mit Säulenbasaltverkleidung hergestellt und mit Platten aus Basaltlava abgedeckt. In halber Höhe der aufgehenden Mauer ist eine Kragplatte angeordnet, die ebenfalls die Mittelkraft von dem vorderen Mauerdrittel nach hinten rückt. Die Umrahmungen der Schiffsringe sind aus Basaltlava gefertigt, nur die in der Eisenbetonplatte sind unmittelbar im Beton ausgespart. Die Schiffsringe wiederholen sich alle 10 m, die Leitern und Treppen alle 75 m und die Poller alle 30 m.

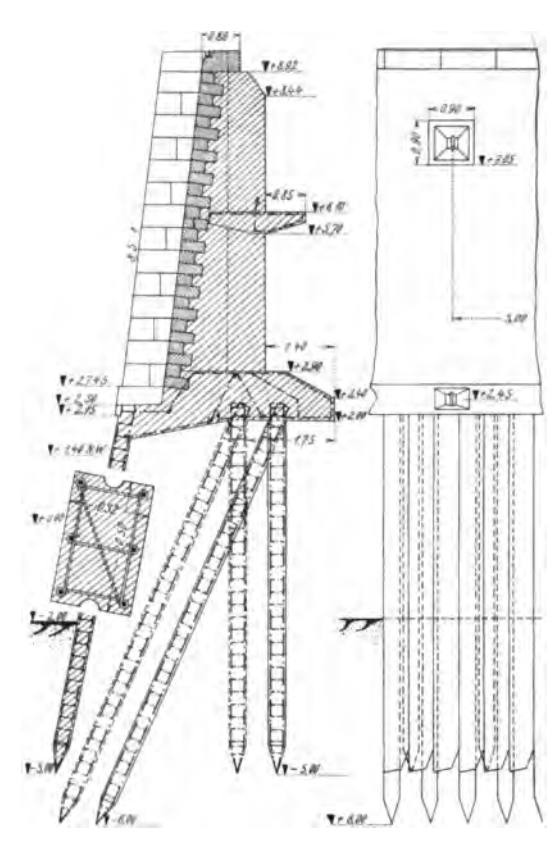


Abb. 168. Kaimauer im Zollhafen zu Düsseldorf.

Eine andere von der Bauunternehmung Grün u. Bilfinger in Mannheim in Ausführung begriffene Eisenbetonmauer ist die des neuen Hafens der Gewerkschaft Deutscher Kaiser in Schwelgern. Die Gesamtanordnung der Anlage wird durch Abb. 169 und Abb. 9 bis 12 auf Tafel II veranschaulicht. Beim Entwurfe des Hafens war hier anfangs eine Ufermauer aus Beton mit Steinverkleidung vorgesehen, die unmittelbar auf den Steinvorfuß gegründet werden sollte. Der bedeutend geringeren Baukosten wegen entschloß man sich, eine Eisenbetonkonstruktion anzulegen, die auf Betonpfähle gegründet ist und durch Anordnung einer Ankerplatte auch gegen Gleiten und Kippen durchaus genügende Sicherheit bietet. Wie hieraus und aus oben angeführten Abbildungen ersichtlich ist, wird die Wand durch in Abständen von 2,5 m geschlagene Eisenbeton-

pfähle, zu denen noch alle 5 m ein Eisenbetonzugpfahl kommt, getragen. Auf diese Pfähle werden die Wandbalken aufgesetzt, die ihrerseits die 2,5 m weit gespannten Eisenbetonplatten aufnehmen. Der gegen diese Platten wirkende Erddruck wird durch eine obere und untere Zugstrebe auf die wagerechte Ankerplatte übertragen. Die vor der Ankerplatte und die auf ihr ruhende Kieshinterfüllung verhindert infolge der Reibung ein Gleiten bezw. Kippen der Mauer. Die Eiseneinlagen wurden etwas reichlicher genommen, als es nach den preußischen Bestimmungen notwendig wäre. Alle 12,5 m wurden je zwei gußeiserne Kästen für die Anker der Schiffsringe auf verschiedenen Höhen einbetoniert. Diese Anker sind an Eisenbetonplatten befestigt, die sich 5 m hinter der Mauer befinden, so daß die Mauer durch die Bewegungen der Schiffe, soweit

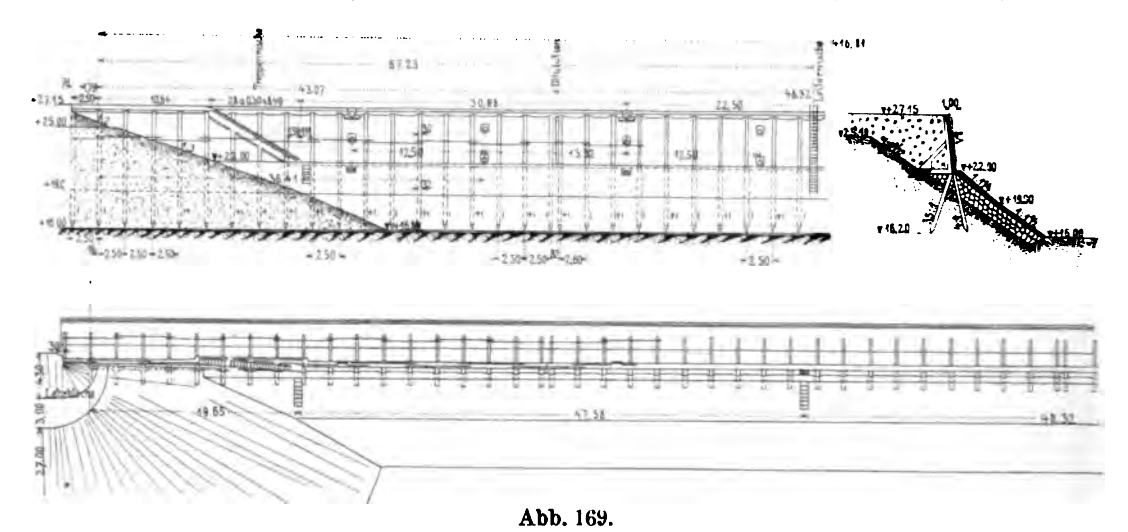


Abb. 169.
Gesamtanordnung der Ufermauer im Hafen der Gewerkschaft Deutscher Kaiser in Schwelgern, Ansicht, Querschnitt und Grundriß.

senkrecht zur Mauer gerichtete Kräfte in Frage kommen, nicht beansprucht wird. Ferner wird alle 48 m eine 3 cm große Ausdehnungsfuge angeordnet, die durch ein eingestelltes ⊥-Eisen geschlossen wird. Desgleichen wird in demselben Abstande eine aus zwei ⊏-Eisen Pr.-Nr. 8 und eingenieteten Rundeisen hergestellte Leiter eingebaut, welche nachträglich eingesetzt und an der Rückfläche der Mauer durch Keile befestigt wird. Reibehölzer sind an jedem Wandbalken, also alle 2,5 m angebracht und durch starke Flacheisen und Bolzen gehalten; außerdem ist an der äußeren Seite des Holmes ein durchgehendes Holz angeordnet, um Beschädigungen durch die Krangreifer zu verhüten. Ferner sind noch sechs Treppen angeordnet, die ganz in Eisenbeton ausgeführt werden. Zu bemerken wäre noch, daß die der Berechnung zugrunde gelegte Auflast einer Erdüberschüttung von 1,25 m entspricht.

Beachtung verdienen ferner zwei von der Firma Ed. Züblin in Straßburg für eine Kaimauer in Wilhelmshaven aufgestellte Entwürfe. Bei dem einen derselben (Abb. 170) befindet sich die Spundwand an der Hinterseite und wird in Abständen von 5,5 m durch je zwei quergestellte, längere Spundpfähle verstärkt. Gegenüber diesen Verstärkungen sind an der Außenseite nach vorn geneigte Stützen angeordnet, die aus drei I-förmig verbundenen Spundpfählen gebildet werden. Zur Verbindung der Spundwand mit den vorderen Stützen dienen Quer- und Längsbalken sowie eine Plattform, die eine kleine Ufermauer und wagerechte Reibehölzer trägt.

Bei dem zweiten, in Abb. 171 dargestellten Entwurfe befindet sich die Spundwand an der Vorderseite, und zwar werden durch besonders starke, quergestellte, längere Spundbohlen Felder gebildet, die durch je drei 0,90 m breite, gewölbeartig gestellte Spundpfähle abgeschlossen werden. Hinter den quergestellten Hauptspundpfählen be-

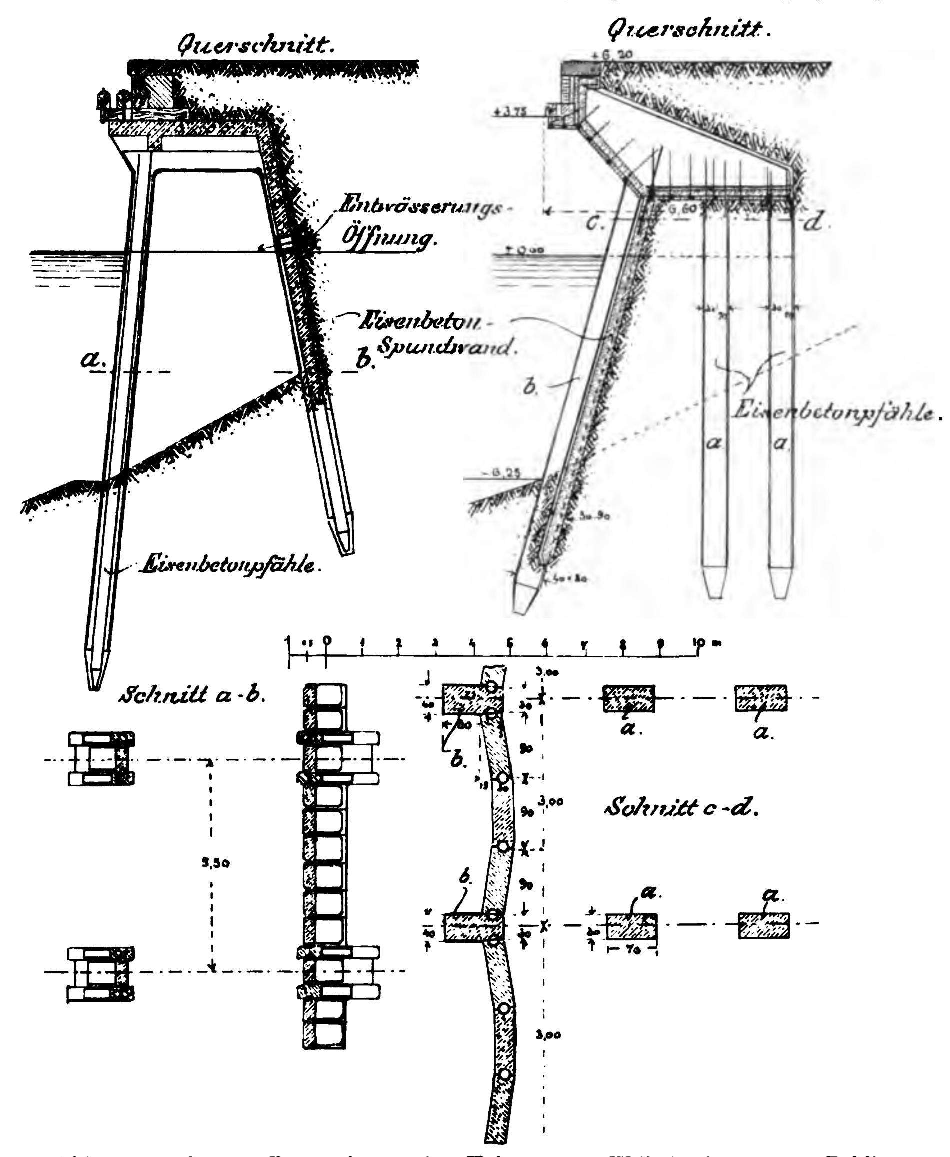


Abb. 170 und 171. Entwürfe für eine Kaimauer in Wilhelmshaven von Züblin.

finden sich landwärts noch zwei Reihen von Eisenbetonpfählen, die mit der vorderen Wand durch eine wagerechte Platte verbunden sind. Letztere ist an der Wasserseite zur Bildung der vorderen Mauerkante schräg nach oben fortgesetzt und trägt ein wagerechtes Reibeholz und eine Abdeckplatte. Zur Versteifung der Platte dienen in Abständen von je 3 m angebrachte Zwischenwände, in welche die Eisenstäbe der Querpfahlreihen eingreifen.

Wenn beide Entwürfe auch nicht zur Ausführung gelangt sind, so erscheinen die darin niedergelegten Gedanken geeignet, die weitere Ausbildung derartiger Ufermauern

anregend zu beeinflussen. Der bei ihnen zum Ausdruck gelangte Grundgedanke, Auflösung der Kaimauer in einen aus Spundwänden und Pfählen bestehenden und mit

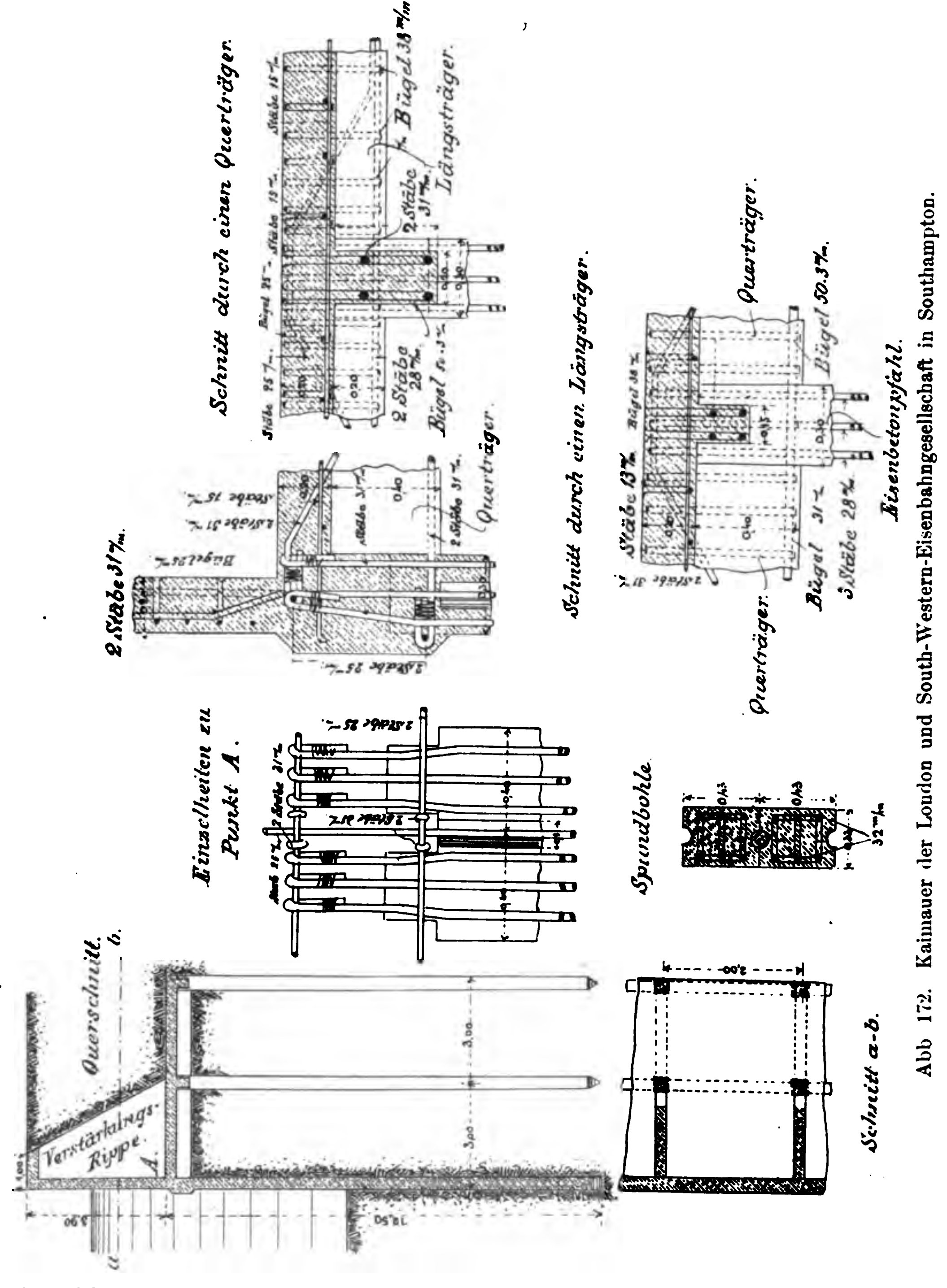


Abb 172. Kaimauer der London und South-Western-Eisenbahngesellschaft in Southampton.

einer Plattform abgedeckten Unterbau, auf dem sich eine durch Strebepfeiler gehaltene Stützmauer erhebt, ist auch bei den nachfolgenden Beispielen verwandt worden. So

besteht die von der London und South-Western-Eisenbahngesellschaft nach der Bauweise Hennebique in einer Länge von 125 m für 2,5 t je 1 m² Auflast in Southampton errichtete Kaimauer[1]) (Abb. 172) aus einer vorderen Spundwand und zwei dahinter in 2 m Abstand eingerammten Pfahlreihen, die durch Längs- und Querbalken sowie eine 20 cm starke Platte verbunden und überdeckt werden. Auf der letzteren erhebt sich an der Vorderseite eine ebenfalls 20 cm starke, rund 4 m hohe Stützwand, die durch trapezförmige Versteifungsrippen in Abständen von 2 m, entsprechend den Entfernungen der Pfähle in der Längsrichtung, mit der Grundplatte verbunden ist. Die Bewehrung der Eisenbetonbauteile und das Ineinandergreifen ihrer Einlagen wird durch die Abbildungen erläutert.

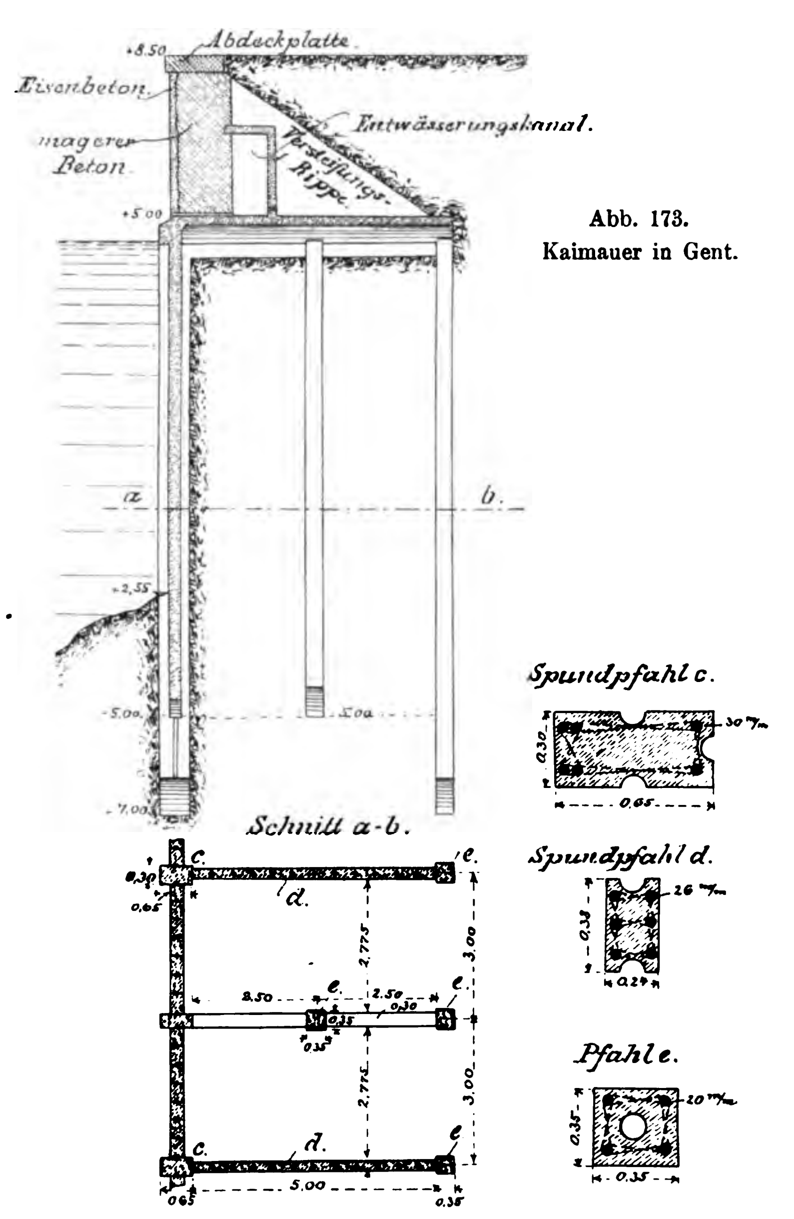


Abb. 173.
Kaimauer in Gent.

Die 0,33 × 0,43 m starken Spundpfähle sind in der bei Hennebique üblichen Weise mit je 6 Rundeiseneinlagen bewehrt und besitzen zylindrische Nuten, in denen mit den Pfählen fest verbundene, eiserne Dübel während des Rammens geführt werden. Die zylindrischen Hohlräume der Spundwand werden später mit Zementmörtel ausgegossen. In diese Nuten greifen ferner die lotrechten Stäbe der Vorderwand ein, an denen die wagerechten Eisen entsprechend der Zunahme des Erddrucks in nach unten enger werdenden Abständen befestigt sind. Außerdem greifen die Rundeisenstäbe der Spund- und anderen Pfähle in das Eisenwerk der in üblicher Weise bewehrten

[1]) P. Christophe, Der Eisenbetonbau und seine Anwendungen. S. 219. Zeitschr. d. österreich. Arch.- und Ing.-Vereins, 1901. S. 519. Österreich. Wochenschrift für den öffentl. Baudienst. 1903. S. 409. Tijdschrift van het Kon. Instituut van Ingenieurs, 1902, S. 143, ebendaher Abb. 172 und 173.

Deckplatte ein. Die obere Stützwand bildet eine auf drei Seiten eingespannte, durch den Erddruck belastete Platte, die durch die Versteifungsrippen mit der Grundplatte verbunden und am Umkippen verhindert wird. Die Grundplatte hat das Gewicht der darauf ruhenden Erde und die Auflast aufzunehmen und wirkt dadurch dem auf das Ganze wirkenden Erddruck entgegen. Endlich muß die Spundwand sowohl den ihr zukommenden Anteil der lotrechten Belastung aufnehmen als auch dem sie auf Biegung beanspruchenden Erddruck widerstehen.



Abb. 174. Eisenbetonwinkelstützmauer am Flusse Spodden in England.

Die Kosten dieser in den Jahren 1897 und 1898 erbauten Kaimauer haben nur 260 Mark für 1 m betragen.

Große Ähnlichkeit mit der vorigen Ausführung besitzt die in denselben Quellen angegebene und in Abb. 173 dargestellte 2000 m lange Kaimauer, die in Gent für Schiffe von 7 m Tiefgang geplant ist. Sie unterscheidet sich hauptsächlich dadurch, daß zwischen jeder zweiten Pfahlreihe noch Querspundwände zur Erhöhung der Standsicherheit angeordnet sind und daß hinter der Vorderwand noch eine Verstärkung aus magerem Beton nebst einem Entwässerungskanal vorgesehen ist, der bei geeigneter Ausbildung auch zur Aufnahme von Rohrleitungen dienen kann.

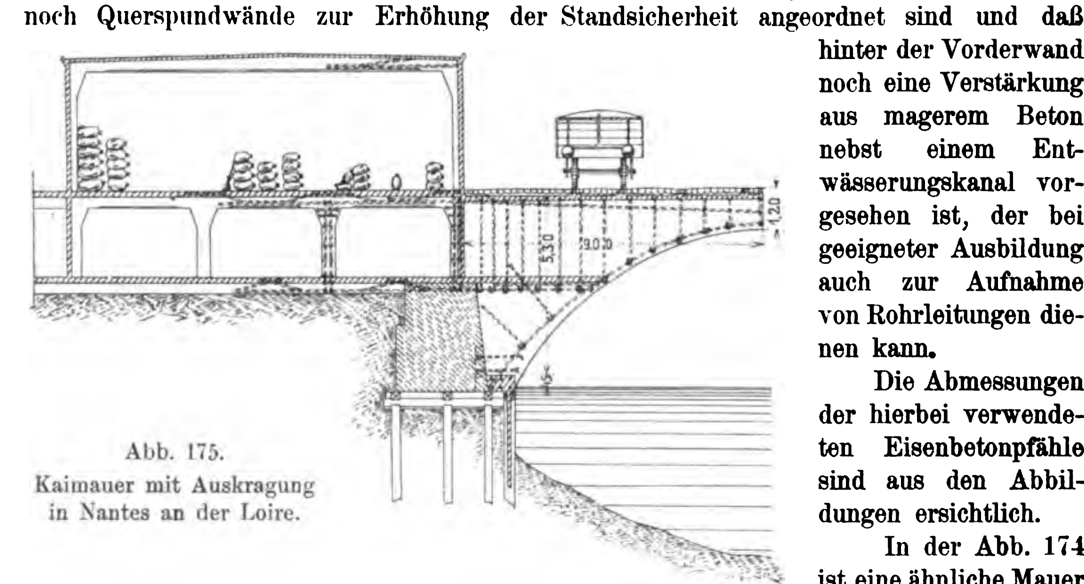


Abb. 175. Kaimauer mit Auskragung in Nantes an der Loire.

Die Abmessungen der hierbei verwendeten Eisenbetonpfähle sind aus den Abbildungen ersichtlich.

In der Abb. 174 ist eine ähnliche Mauer im Bau begriffen dargestellt, wie dieselbe am Flusse Spodden in England ausgeführt wurde.

Besonders eigenartig und kühn erscheinen die in Nantes an der Loire ausgeführten Kaimauern mit Auskragungen.[1])

Bei dem älteren, im Jahre 1896/97 in 50 m Länge errichteten Bauwerk handelte es sich darum, eine vorhandene zu hoch gegründete Mauer, vor der eine Vertiefung durch Baggerung nicht möglich war, für das Anlegen von tiefgehenden Schiffen einzurichten. Dieses Ziel wurde durch Vorschieben der Uferlinie nach der Wasserseite bis zu der erforderlichen Tiefe und durch Ausrüstung der alten Mauer mit 9 m breiten Auskragungen erreicht (vergl. Abb. 175). Letztere sind mit Gleisen für einen 25 t schweren Kran und für Güterwagen ausgestattet und in dem Unterbau eines dahinter liegenden, ebenfalls in Eisenbeton ausgeführten Kornspeichers verankert. Auf diese Weise gelang der Umbau der vorhandenen Mauer ohne Änderung ihrer Gründung und ohne Vornahme von Baggerungen.

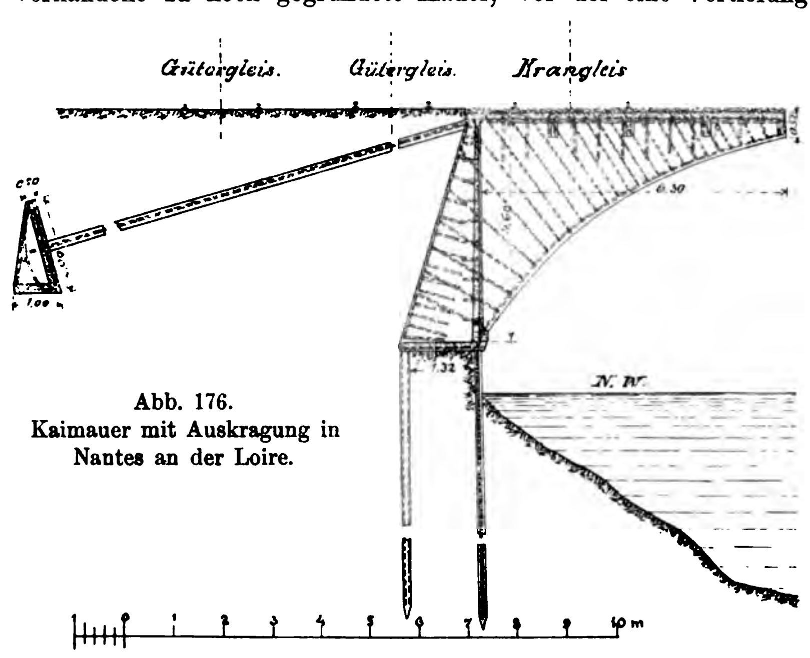


Abb. 176. Kaimauer mit Auskragung in Nantes an der Loire.

Die später ausgeführte 150 m lange Kaimauer (Abb. 176) schließt sich im großen und ganzen der Bauart der Kaimauern von Gent und Southampton an, nur kommen an der Wasserseite 6,30 m breite Auskragungen hinzu, die ein Gleis für 15 t schwere Krane tragen und durch betonumhüllte Anker mit besonderen Eisenbetonwinkelstützen verbunden sind. Zu erwähnen ist, daß derartige Auskragungen Ersparnisse an Gründungskosten ermöglichen, da die Spundwände weniger tief hinabgeführt zu werden brauchen, als wenn die Schiffe unmittelbar an der Ufermauer anlegen.

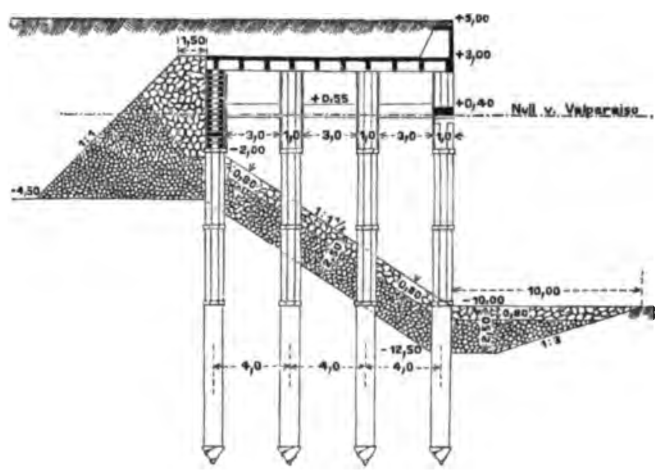


Abb. 177. Kaimauer zur Verlängerung der Muelle fiscale in Valparaiso.

Andere Kaimauerformen vermeiden die Anordnung einer tief hinabreichenden Spundwand, wie z. B. die auf S. 234 beschriebene in Genua, indem die obere Plattform

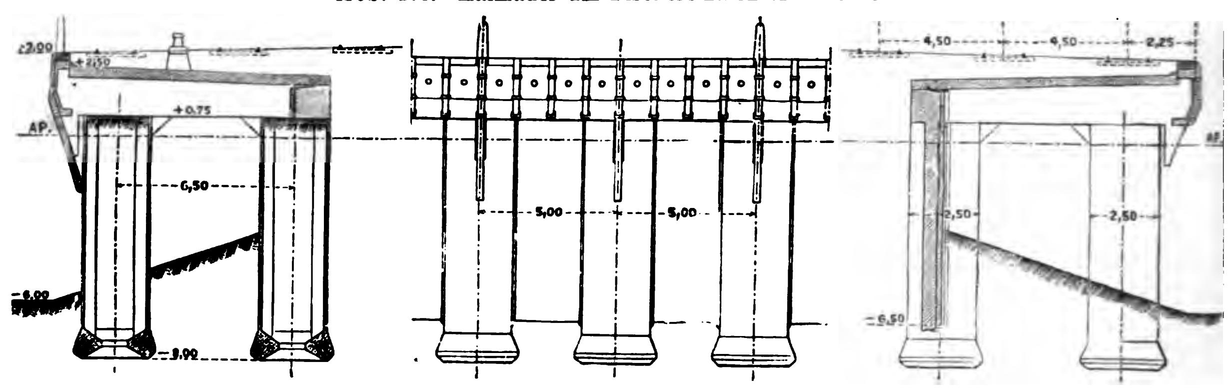
[1]) Die gleichen Quellen wie oben, ebendaher die Abb. 175 und 176.

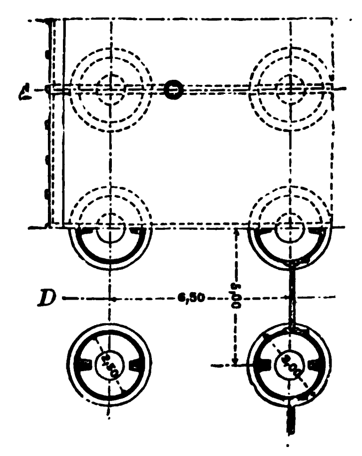
so weit landeinwärts ausgedehnt wird, daß die Hinterfüllungserde mit natürlicher oder wenig befestigter Böschung zwischen die Stützen der Plattform hindurchfällt; infolgedessen kommt auf die eigentliche Kaimauer nur ein geringer Erddruck zur Wirkung.

Ein Beispiel für diese Bauweise unter ausschließlicher Benutzung von Eisenbetonbauteilen findet sich in Valparaiso an der Verlängerung der „Muella fiscale“[1]) (Abb. 177).

Die 13 m breite Plattform wird durch 4 Reihen hohler Eisenbetonpfähle von 1 m Durchmesser und 8 cm Wandstärke unterstützt, die am unteren Ende mit gußeisernen Schraubenschuhen versehen und im oberen Teil achteckig gestaltet sind. Nach erfolgtem Einschrauben werden sie mit Sandbeton ausgefüllt. In der Längsrichtung

Abb. 178. Kaimauer am Fischereihafen in Ymuiden.





der Mauer stehen die Pfeiler im Abstande von 5 m von Mitte zu Mitte. Die Überdeckung der Schraubenpfähle erfolgt in der Querrichtung durch 55 × 30 cm starke Querträger, an die sich in der Längsrichtung 9 Träger von 50 × 20 cm Stärke und einer an der Wasserseite von 50 × 40 cm Querschnitt anschließen. Den oberen Abschluß bildet an der Vorderseite eine durch Rippen in 2,5 m Abstand versteifte Wand von 15 bis 20 cm Dicke, die nach oben zu in eine 1 m breite und 20 cm starke Platte ausläuft, auf der die gleich breite Abdeckplatte ruht.

Die Pfahlreihen sind ferner in der Querrichtung durch 70 × 20 cm starke, in Nuten eingreifende Betonbalken abgesteift und in der Wasserlinie durch einen 0,40 m hohen, 1 m breiten Balken verbunden, der gleichzeitig zur Anbringung der Reibehölzer dient. Die den Abschluß der Hinterfüllungserde bildende Steinschüttung stützt sich bis 2 m am Pegel zu Valparaiso gegen ein System von Längs- und Querbalken, das die hintere Pfahlreihe verbindet, und fällt dann in einer Neigung von $1:1^1/_2$ bis zur Hafensohle herab.

In ihren Grundzügen ähnlich ist die am Fischereihafen in Ymuiden errichtete Kaimauer[2]) (Abb. 178), nur sind an Stelle der Pfahlreihen zwei Reihen von 2,50 m im Durchmesser haltenden Eisenbetonbrunnen getreten, die in der Querrichtung 6,50 m und in der Längsrichtung 5 m Abstand von Mitte zu Mitte besitzen.

[1]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1905, S. 227. — Beton u. Eisen 1905, S. 217, ebendaher Abb. 177.
[2]) De Ingenieur 1908, S. 419. — Zentralblatt der Bauverwaltung 1908, S. 530, ebendaher Abb. 178.

Die Überdeckung der Brunnen erfolgt in der Querrichtung durch 0,30 m starke, 1,20 bis 1,50 m hohe Eisenbetonbalken, die am vorderen Ende durch eine in wagerechter Richtung mit Rippen oben und unten vertärkte Platte verbunden werden.

Zur Befestigung der Balken greifen außerdem die Eiseneinlagen der Verstärkungsrippen der Brunnen in die Eiseneinlagen der Querbalken über; diese werden sodann durch lose aufliegende Eisenbetonplatten von 32 cm Stärke überdeckt, auf denen die Erdauffüllung und die Gleise Platz finden.

Zum Abschluß der Hinterfüllungserde dienen Platten, die in Nuten der hinteren Brunnen eingeschoben werden und mit ihren oberen Enden die Querbalken umklammern.

Um zu verhüten, daß Teile des aus feinem Dünensande bestehenden Hinterfüllungsbodens durch Undichtigkeiten der hinteren Abschlußwand fortgespült werden, ist hinter derselben eine Kleidichtung angebracht worden.

Das Unterklemmen von Fahrzeugen unter die Vorderwand verhindern die an den Querbalken nach unten angebrachten Nasen und die an der Vorderseite befestigten Reibehölzer.

δ) Kaimauern aus schwimmenden Blöcken.

Eine besondere Art der Herstellung von Kaimauern gestattet die Verwendung von schwimmenden Blöcken, die seit der Ausbreitung des Eisenbetonbaues häufiger benutzt werden.

Das Verfahren besteht darin, daß der Unterbau der Mauern aus Schwimmkörpern gebildet wird, die auf Hellingen oder in Trockendocks aus Eisen mit Betonausfütterung oder ganz aus Eisenbeton hergestellt und nach genügender Erhärtung wie ein Schiff zu Wasser gelassen werden. Die schwimmenden Blöcke werden darauf an Ort und Stelle geschleppt und auf den vorher durch Taucher geebneten Untergrund abgesenkt. In dieser Weise werden die Kaimauern des Hafens von Zeebrügge (Heyst), ähnlich wie dies bei der Ausführung der dortigen Molenbauten auf S. 218 beschrieben wurde, erbaut. Die Gestaltung der so entstehenden Ufermauern zeigt Abb. 179.

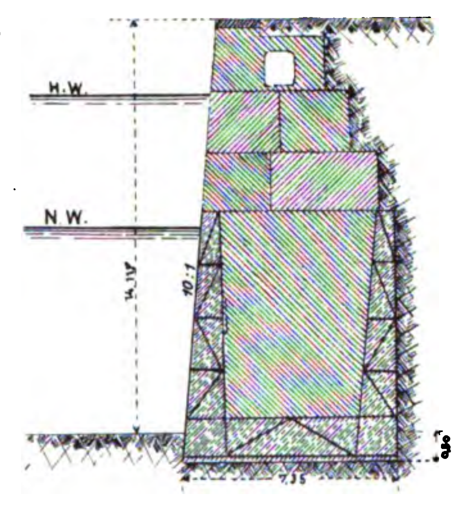


Abb. 179.
Kaimauer in Zeebrügge aus schwimmenden Blöcken.

Auch in Valparaiso finden bei den Kaimauern vor der Stadt und in den Häfen schwimmende Eisenbetonkästen Verwendung, deren Gestaltung durch die Abbildungen näher erläutert wird.[1])

Die nach Abb. 180 auszuführenden Schwimmkörper besitzen eine Bodenstärke von 30 cm, Außenwände von 35 cm unterer und 25 cm oberer Stärke, Seitenwände von 20 bezw. 10 cm Dicke und zwei Längsschotten von 15 cm Stärke. Vor der Versenkung der Schwimmkörper wird an dem Bestimmungsort in einer Baggerrinne eine sorgfältig geebnete Steinschüttung eingebracht, auf welche die Betonkästen durch Einlassen von Wasser hinabgesenkt werden.

[1]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1905, S. 227, ebendaher Abb. 180 und 181.

Darauf erfolgt die Ausfüllung bei der vorderen Abteilung mit Schütt- bezw. Stampfbeton, bei den hinteren Abteilungen dagegen nur mit Steinen und Sand. Der obere Mauerteil wird aus Bruchsteinmauerwerk errichtet und mit einem Hohlraum für die

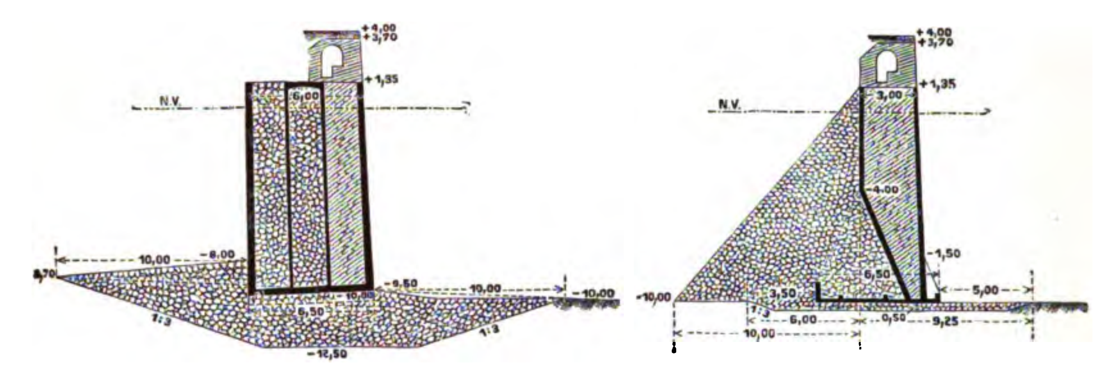


Abb. 180 u. 181. Kaimauern im Hafen von Valparaiso aus schwimmenden Blöcken.

Unterbringung von Rohrleitungen versehen. Zu erwähnen ist besonders, daß die einzelnen Kästen nicht winkelrecht, sondern unter einem Winkel von 70° aneinanderstoßen, um ihre gegenseitige Lage zu sichern.

Eine etwas abweichende Gestalt weisen die nach Abb. 181 in dem neuen Hafenbecken zur Verwendung kommenden Schwimmkästen auf, sie bestehen bei einer Länge von 10 m aus einer 6,5 m breiten, 0,25 m starken, mit Verstärkungsrippen versehenen Bodenplatte, mit der zwei Längswände durch je fünf dreieckige Rippen verbunden sind. Außerdem wird jeder Kasten durch drei gleichzeitig zur Versteifung der Längswände dienende Querschotten in vier Abteilungen zerlegt. Die Stärke der Wände und Schotten beträgt unten 25 cm und oben 15 cm. Zur Füllung der geschlossenen Abteilungen dient wieder Sandbeton, während zur Hinterfüllung eine Steinschüttung benutzt wird, die infolge der geneigten Anordnung des unteren Teiles der hinteren Längswand in den Kasten hinein-

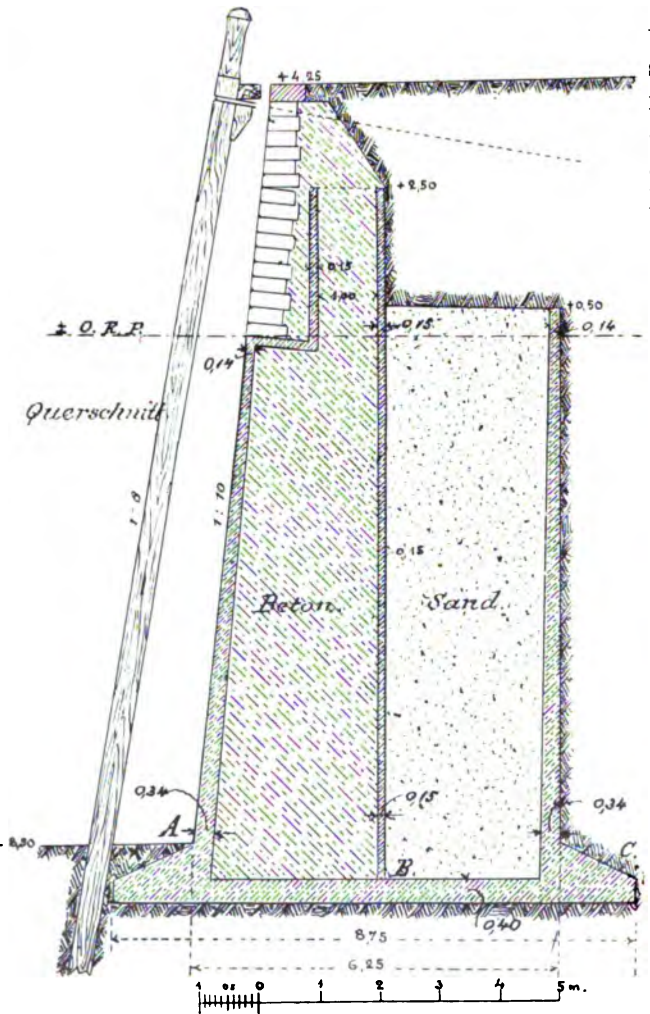


Abb. 182. Entwurf einer Kaimauer in Rotterdam.

greift und dadurch dessen Standsicherheit bedeutend erhöht. Die Aufmauerung des oberen Mauerkörpers erfolgt aus Bruchsteinen in Zementmörtel.

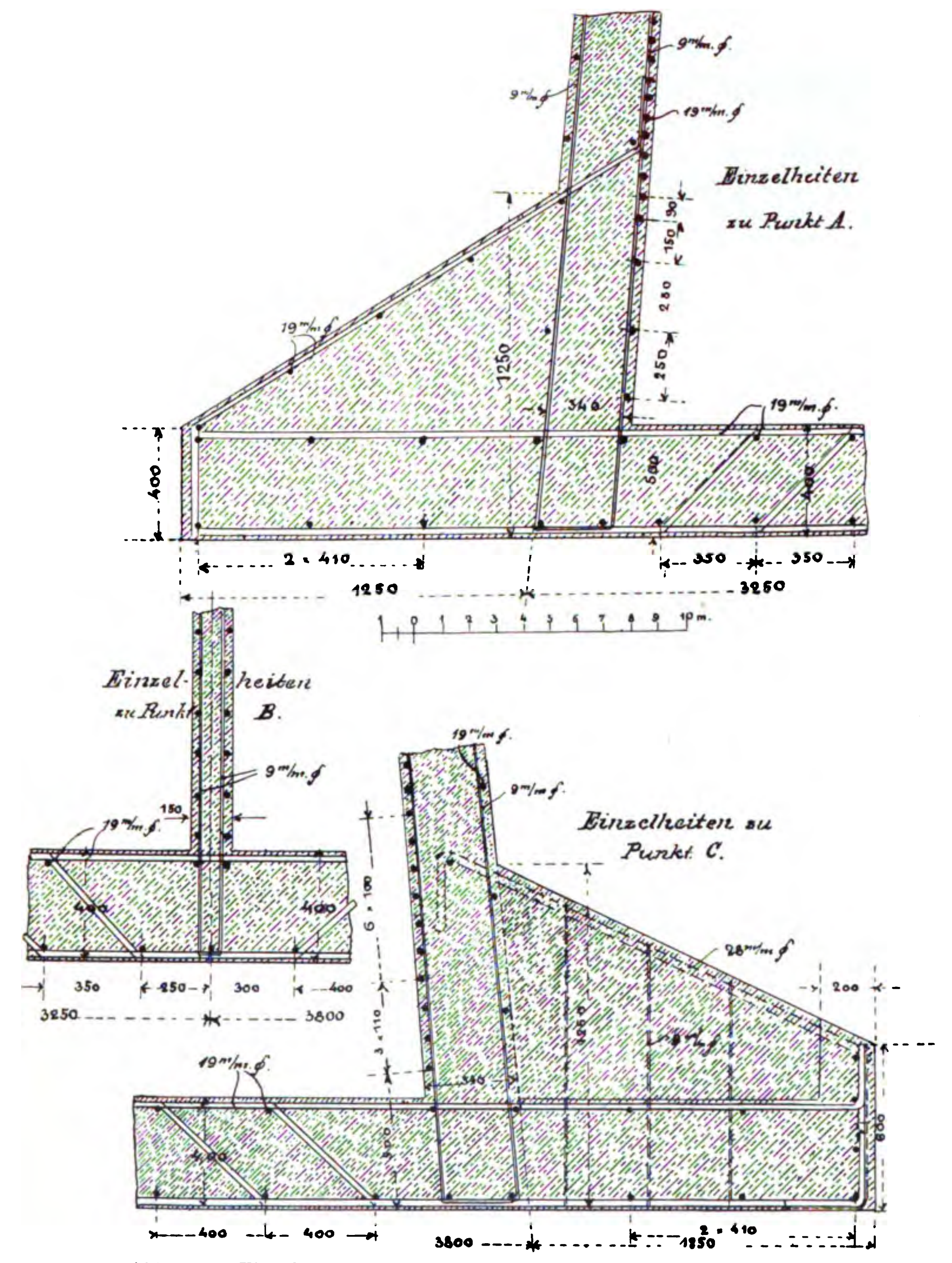


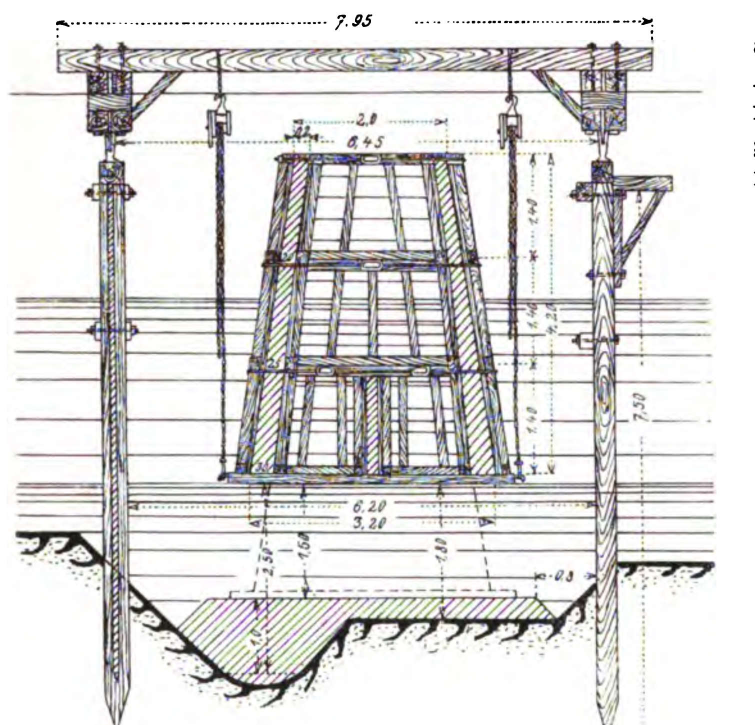
Abb. 183. Einzelheiten zu dem Entwurf einer Kaimauer in Rotterdam.

In ähnlicher Weise soll auch in Rotterdam eine 200 m lange Kaimauer ausgeführt werden, deren Anordnung Abb. 182 zeigt.[1]) Hier ist außer den Querschotten noch ein

[1]) De Ingenieur 1906. S. 181. — Österreich. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst 1906, S. 382.

Längsschott angeordnet, um die Steifigkeit des ganzen Körpers zu erhöhen und um die Möglichkeit zu gewinnen, den vorderen Teil mit Beton und den hinteren mit Sand ausfüllen zu können. Die Anordnung der Eiseneinlagen zeigen die Abb. 183.

An dieser Stelle sei auch noch auf eine ältere Ausführung von Kaimauern mit hohlen Betonkästen hingewiesen, die in Passau nach den Entwürfen des Bauamtmanns Hensel bei dem Bau einer 764 m langen Kaimauer an der in den Jahren 1890 bis 1894 errichteten Umschlagsanlage vorkam (Abb. 184). Die hohlen, durch Längs- und Querwände versteiften Betonkästen wurden, wie Abb. 184 erläutert, zwischen Holzformen hergestellt, durch eigenen Auftrieb schwimmend an die Verwendungsstelle geflößt, versenkt und mit Beton ausgefüllt. Ein Kasten wog in leerem Zustande 65 t und in gefülltem 185 t.



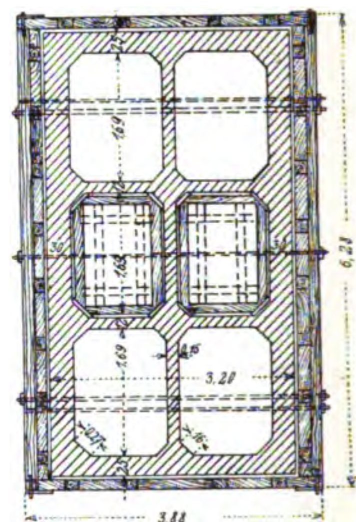


Abb. 184. Betonkästen der Kaimauer in Passau.

ε) Lösch- und Ladebrücken.

Als Ersatz für Kaimauern werden bisweilen **Lösch- und Ladebrücken** oder auch **Landungsstege** angelegt. Unter die Anlagen der ersteren Arten werden Bauwerke gerechnet, die aus einem geböschten, befestigten oder unbefestigten Ufer bestehen, das mit einer am Ufer entlanglaufenden Brücke versehen ist, die den Raum zwischen der Liegestelle der Schiffe und dem Ufer überdeckt. Eine solche Lösch- und Ladebrücke besteht daher aus einer durch Längs- und Querbalken gestützten Plattform, die an der Wasserseite auf einer Pfahlreihe oder Spundwand und an der Landseite entweder unmittelbar auf dem Ufer oder bei ungünstigem Untergrund auf besonders gegründeten Stützpunkten aufliegt.

In dieser Richtung bewegt sich der von Möbus aufgestellte Entwurf einer **Ladebrücke für den Hafen der Stadt Spandau** (Abb. 185). Das in einer Neigung 1 : 1 geböschte Ufer erhält nur eine Pflasterschicht als Befestigung und wird überdeckt durch

eine aus Plattenbalken gebildete Decke, die von Eisenbetonpfählen in Abständen von 6 m unterstützt wird. Eine vor der Ladebrücke stehende Reibepfahlreihe schützt dieselbe gegen Stöße der Schiffe.

Eine besonders bemerkenswerte Anwendung des Eisenbetons bei Bauwerken dieser Art bildet die im Jahre 1906 durch den bremischen Staat am linken Ufer des Hohentorhafens in 320 m Länge ausgeführte Löschbrücke (Abb. 10a bis e auf Tafel 3). An der Baustelle war bereits eine Einfassung des Ufers bis Niedrigwasser durch eine nach dem System Larßen hergestellte, eiserne Spundwand und eine Reihe von eisernen Prellböcken vorhanden, während die mit einer Neigung 1 : 2 aufsteigende Böschung über Wasser unbefestigt war. Die Herstellung der Löschbrücke erfolgte nun so, daß zunächst auf dieser Spundwand in besonderen, mit derselben verschraubten, schmiedeisernen Schuhen Eisenbetonsäulen im Abstande von 3,36 m errichtet und 6,58 m dahinter in gleichen Abständen Eisenbetonpfähle eingerammt wurden (Abb. 10a auf Tafel 3). Die so gewonnenen Stützpunkte wurden darauf durch Plattformen überdeckt, deren Oberseite eine 3 cm starke Gußasphaltschicht und an der Vorderkante eine 15 cm starke, 80 cm breite Granitplatte erhielt.

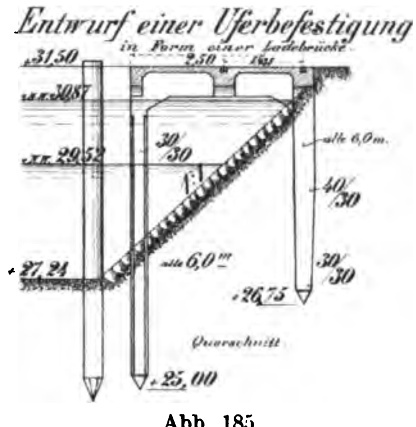


Abb. 185.

Zur Herstellung der Plattform wurden zunächst die vorderen und hinteren Stützenreihen durch Hauptlängsrippen von 1,05 m Höhe und 30 cm Stärke verbunden, an die sodann in der Regel in der halben Stützenentfernung, mithin im Abstande von 1,68 m, Querrippen von 0,75 m Höhe und 0,30 m Stärke angeschlossen wurden (Abb. 10c auf Tafel 3). In jedem dritten Felde mußte der Prellpfähle wegen die Anordnung der Zwischenquerrippen unterbleiben und durch entsprechende Verstärkung der benachbarten Querrippen und des darüber ruhenden Deckenteiles Ersatz geschaffen werden. Das so gebildete Rahmenwerk überdeckte eine meist 12 cm, in den Feldern mit fehlender Mittelrippe 20 cm starke Platte, deren Oberkante in der Querrichtung zur sicheren Entwässerung der Brücke eine Neigung von 1 : 50 erhalten hat. Besonders beachtenswert ist die Anordnung von Ausgleichfugen in Abständen von rund 20 m, an denen sowohl die vorderen Säulen als auch die hinteren Pfähle und die Querrippen doppelt angeordnet wurden und die Deckplatte stumpf gestoßen ist; hierdurch wird den einzelnen Teilen des Bauwerks die erforderliche Bewegungsfreiheit gegenüber Wärmeschwankungen gesichert und dem Auftreten von wilden Rissen vorgebeugt. Die Überdeckung der Stoßfuge der Decke erfolgt durch einen verzinkten Eisenblechstreifen, so daß die Asphaltschicht ununterbrochen hindurchgeht.

Die vorderen Säulen erhielten in den Mittelfeldern quadratischen Querschnitt mit abgefasten Kanten und 30 cm Stärke bei einer Bewehrung mit 4 Rundeisen von 41 mm Durchmesser, an den Endfeldern neben den Ausgleichfugen rechteckigen Querschnitt von 30 × 20 cm Stärke und 4 Rundeisen von 20 mm Durchmesser.

Zur Erhöhung der Steifigkeit des Bauwerks wurde sowohl der Fuß als auch der Kopf der Säulen durch Auskragungen verbreitert und auf ein sorgfältiges Ineinandergreifen der Eiseneinlagen der Säulen- und Tragerippen geachtet (Abb. 10d auf Tafel 3).

Die 5,5 bis 6,5 m langen Eisenbetonpfähle bekamen in den Mittelfeldern einen quadratischen Querschnitt von 35 cm und eine Bewehrung aus 8 Rundeisen von 22 mm

Durchmesser, die in 0,3 m Abstand durch 5 mm starke Drahtschlingen verbunden wurden, an den Ausgleichfugen rechteckige Gestalt von 30 × 35 cm und 8 Rundeisen von 12 mm Stärke.

Zur Ausbildung der in Abb. 10e auf Tafel 3 dargestellten Pfahlspitze fanden kreuzförmig angeordnete Winkeleisen von 40 × 40 × 6 mm Verwendung, die an der Spitze mit einem Blechschuh und an den Enden mit Flacheisen vernietet wurden, in deren Mitte 13 mm starke Rundeisenstäbe eingelassen sind, die zur Verbindung der pyramidenförmig gestalteten Pfahlspitze mit dem Eisengerippe der Pfähle dienten.



Abb. 186. Landungsbrücke in Woolston (Southampton).

Bei der Bewehrung der geschilderten Bauteile wurden die in Preußen erlassenen amtlichen Vorschriften unter der Annahme einer Nutzbelastung von 2000 kg für 1 m² zugrunde gelegt und die Bewehrung

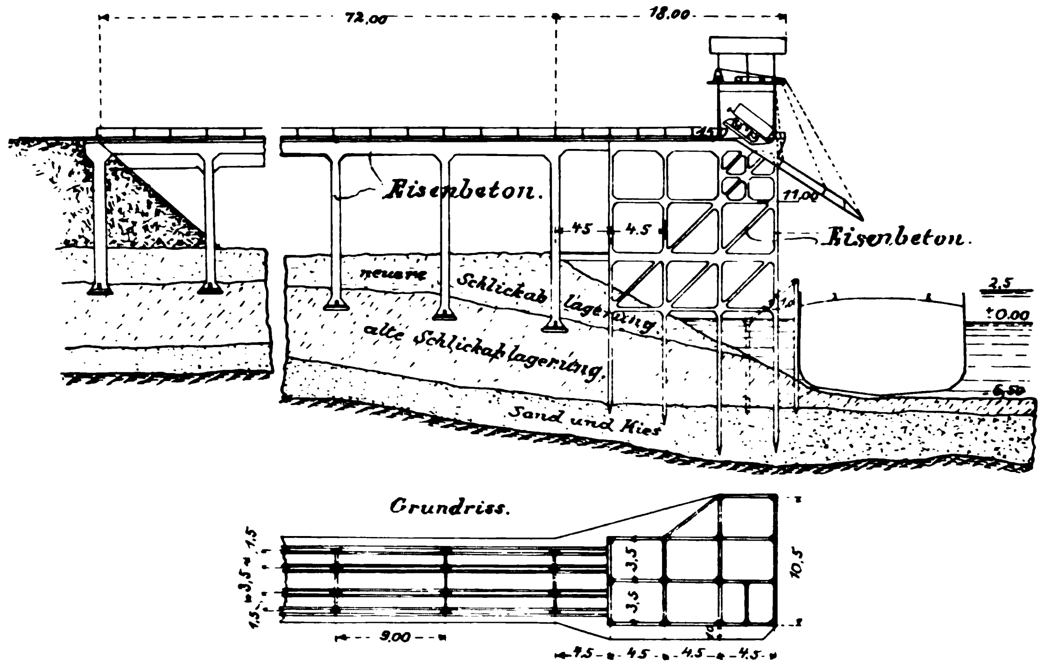


Abb. 187. Landungssteg im Guadalquivir in der Nähe von Sevilla.

in der durch die Abb. 10c bis e, Tafel 3 erläuterten Art, dem Stande der heutigen Eisenbetonbauweise entsprechend, vorgenommen.

Für die Betonmischung wurde die Verwendung eines Zementmörtels von 1 : 3 in

solchen Mengen vorgeschrieben, daß die Hohlräume des bis zu 30 cm Korngröße benutzten Weserkieses satt ausgefüllt wurden.

Die Kosten der durch die Zementbau-Aktien-Gesellschaft in Hannover im einzelnen entworfenen und ausgeführten Anlage haben ohne die Spundwand und die Prellpfähle rund 190 Mark für 1 m betragen.

Bei der vollendeten Durchbildung der Eisenbetonbauweise in der obigen Anlage, die ähnliche Ausführungen unter geeigneten Umständen besonders aussichtsvoll erscheinen läßt, muß das beschriebene Bauwerk als eines der besten Beispiele für die Anwendung des Eisenbetonbaues bei Wasserbauten in Deutschland bezeichnet werden.

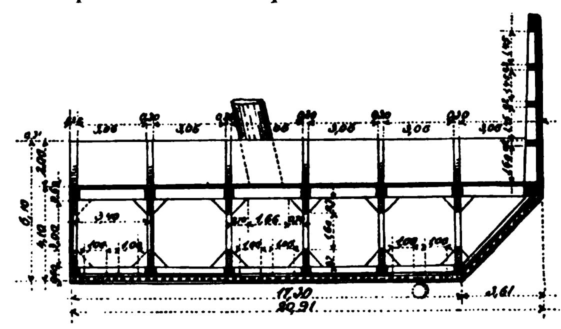
Bei den Landungsstegen fällt eine besondere Befestigung des Ufers meist ganz fort, und es wird unabhängig vom Ufer eine auf Stützen ruhende Plattform so weit gegen die Wasserlinie vorgeschoben, daß die an dem Stege liegenden Schiffe genügende Wassertiefe vorfinden. Zur Bildung der Stützen finden Eisenbetonpfähle Verwendung, die, durch Querträger und Streben nach Art des Fachwerkbaues verbunden, die eigentliche Decke tragen.

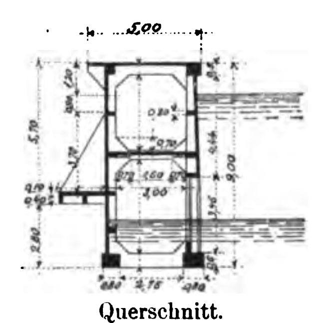
Ein Beispiel für derartige Anlagen bildet der in Woolston[1]) (Southampton) im Jahre 1898 ausgeführte, mit einem Kran von 30 t Tragfähigkeit versehene Steg, von dem Abb. 100 S. 73, d. Kapitels V. „Grundbau" einen Quer- und Längsschnitt sowie die Anordnung der Eiseneinlagen an den wichtigeren Knotenpunkten darstellt. Abb. 186 zeigt ein Lichtbild des fertigen Bauwerks im Betriebe.

Eine ähnliche Anlage in Verbindung mit einer Kohlensturzvorrichtung befindet sich in Spanien im Guadalquivir in der Nähe von Sevilla[2]), deren allgemeine Anordnung die Abb. 187 erkennen läßt.

Bei beiden Anlagen sind die in der Hennebiquebauweise ausgeführten Eisenbetonbauteile im allgemeinen mit 4 Rundeisenstäben bewehrt, die an den Verbindungsstellen ineinandergreifen und durch Drahtschlingen und Bügel verbunden sind.

Eine eigenartige Bauweise zeigt der Ladekai der Compagnie du Secteur électrique des Champs Elisées an der Seine.


Grundriß der oberen Abteilung.


Querschnitt.

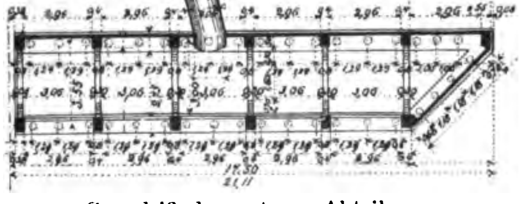

Grundriß der unteren Abteilung.

Abb. 188.
Ladekai der Compagnie du Secteur électrique des Champs Elisées an der Seine.

[1]) Beton u. Eisen 1902. — P. Christophe, Der Eisenbeton und seine Anwendungen. S. 233.
[2]) Beton u. Eisen 1906, S. 12 u. 30, ebendaher Abb. 187.

Dieser Kai hat eine Länge von 21,11 m. Er besteht aus einer rückwärtigen erdseitigen als Winkelstützmauer mit Rippen ausgebildeten Wand, deren wagerechter Schenkel 2 m beträgt und mittels zweier Eisenbetonbalken versteift ist. Im Abstande von 4 m von dieser Wand gegen die Wasserseite zu ist eine zweite Wand errichtet, welche aber nur bis 4,94 cm unter die Oberfläche der Kaimauer hinabreicht. Beide Wände sind sowohl durch senkrechte als auch durch wagerechte balkenartig ausgeführte Rippen versteift (Abb. 188). 3,75 m unterhalb der Oberfläche ist eine Zwischendecke ebenfalls zur Versteifung der beiden Wände angeordnet. Jede dieser Wände ruht mittels Eisenbetonpfeiler von 40 × 60 cm Stärke auf durchgehenden Eisenbetonbalken von 60 × 80 cm Stärke auf, welche gegenseitig ebenfalls durch Querbalken versteift sind. Jeder dieser Grundbalken ist auf hölzernen Pfählen gegründet, welche in Abständen von rund 1,30 m geschlagen wurden. Die Bewehrung dieser Anlage ist

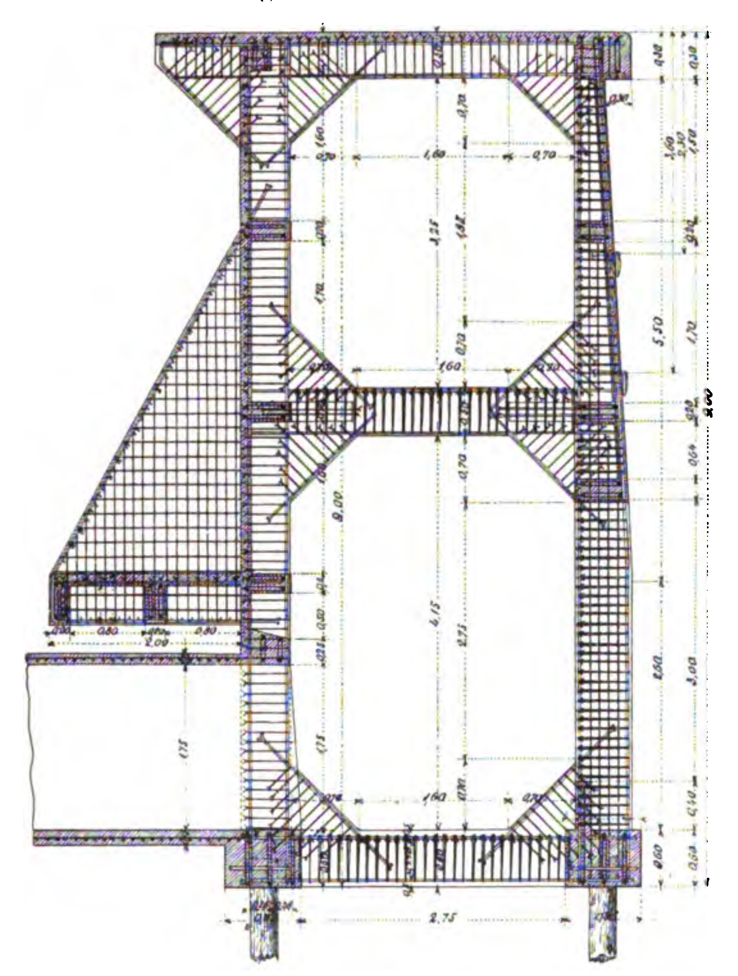


Abb. 189. Ladekai der Compagnie du Secteur électrique des Champs Elisées an der Seine, Querschnitt.

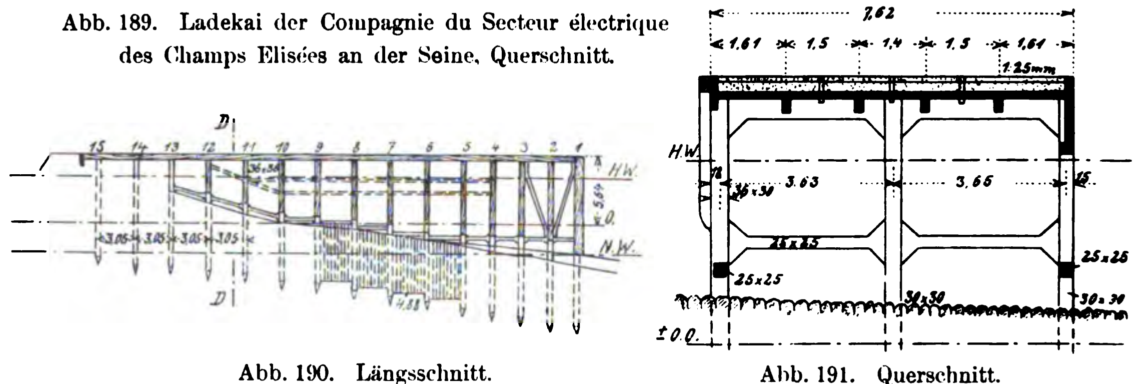


Abb. 190. Längsschnitt.

Abb. 191. Querschnitt.

aus der Abb. 189 ersichtlich. Dieselbe wurde nach den Plänen des Ingenieurs Coignet in Paris ausgeführt.

Von den so zahlreich ausgeführten und noch immer stärker in Ausführung be-

griffenen Ladekais in England, soll noch der Kohlenladekai zu Erith Marshes an der Themse der Herren Dinham, Fanecus & Cie. beschrieben werden (Abb. 190—193). Dieser Kai schließt an eine bestehende Kaimauer an, erstreckt sich auf eine Entfernung von 41,5 m in den Fluß hinein und hat eine vordere Länge von 43,8 m.

Er besitzt im Grundrisse eine L-förmige Form (Abb. 193), deren Innenseite angefüllt ist. Der Halbmesser der Rundung beträgt rund 25 m, die Breite des Kais 7,62 m. Dieser Kai dient zur Aufnahme von vier Eisenbahngleisen, welche außerdem durch Weichen miteinander verbunden sind.

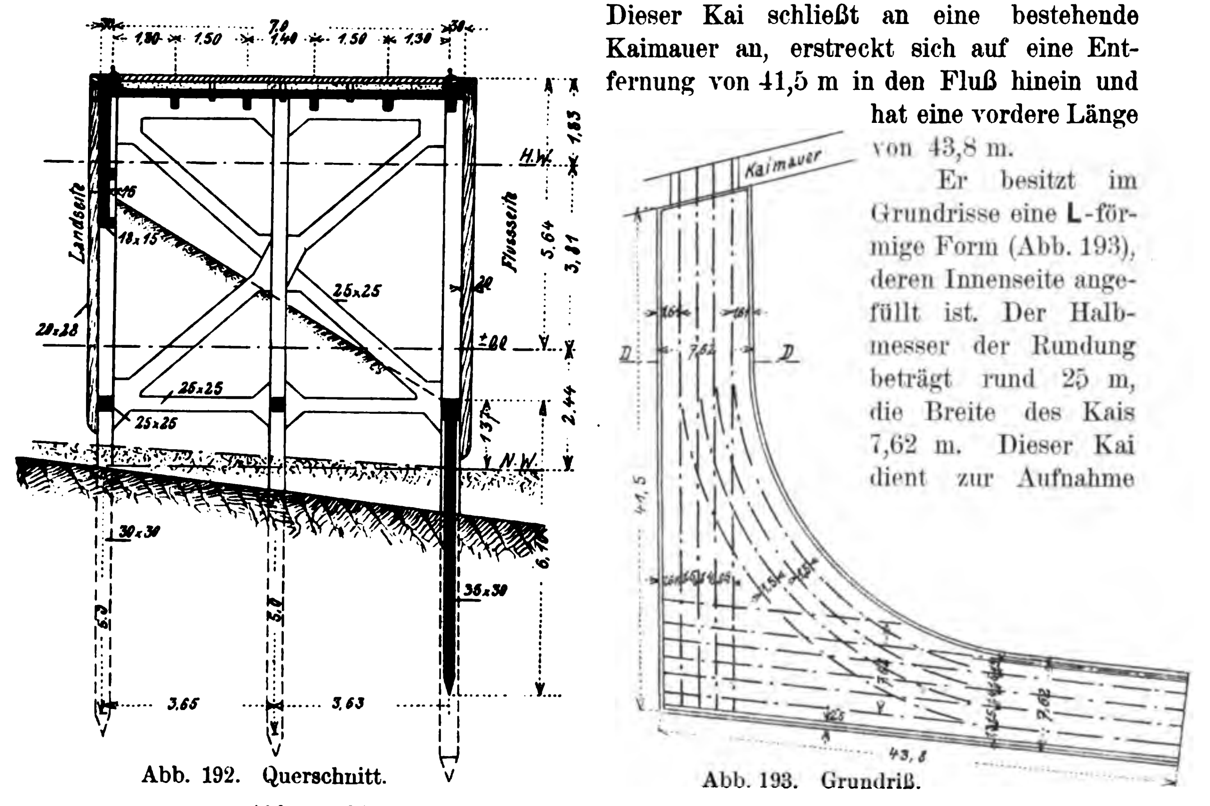


Abb. 192. Querschnitt.

Abb. 193. Grundriß.

Abb. 190 bis 193. Kohlenladekai zu Erith Marshes an der Themse.



Abb. 194. Ladekai zu Dagenham auf der Themse.

Die Höhe des Kais über dem Hochwasser beträgt 1,83 m, und die Sohle des Flusses auf der Wasserseite befindet sich im Mittel 6 m unter dem Wasserspiegel und entspricht der Tauchtiefe der dort üblichen Schiffe.

Die Eisenbetonpfähle sind, 35 cm im Geviert stark und 9 bis 15 m lang, in



Abb. 195. Kohlenkai in Southampton.

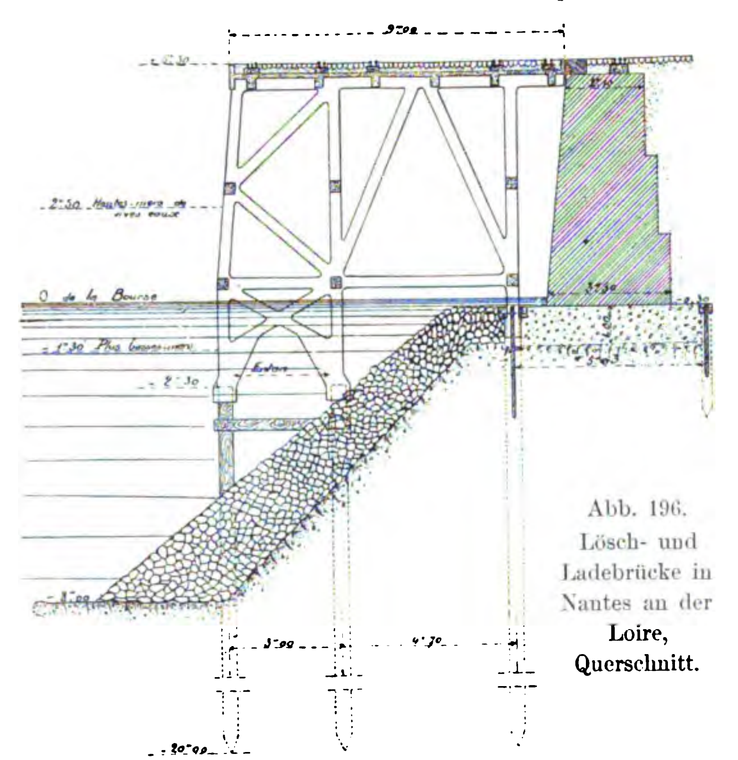


Abb. 196. Lösch- und Ladebrücke in Nantes an der Loire, Querschnitt.

Gruppen von je 3 Stück eingetrieben und gegenseitig durch Eisenbetonsteifen verbunden, wie dies aus den Abb. 191 und 192 zu ersehen ist. Auf den Pfählen ruhen Längs- und Querträger aus Eisenbeton, welche wieder die durchlaufend hergestellte Platte tragen. Aus dieser ragen Rippen nach oben hervor, welche dazu dienen, das Schotterbett der Eisenbahngleise seitlich zu begrenzen. Das Schotterbett ist 20 cm stark und trägt eine 10 cm starke Teermakadamschicht. Auf der Landseite sind außerdem Spundpfähle aus Eisenbeton eingetrieben, um ein Nachstürzen der Erdmassen zu verhindern. Außerdem befindet sich auf dieser Seite eine Schutzwand aus Eisenbeton, welche von der Oberkante des Kais 3 m herunterragt und dem gleichen Zwecke dient. Dieser Kai wurde konstruiert und berechnet für eine Nutzlast von einem 20 t schweren Kran mit 4 Rädern in 3 m Achsenentfernung; außerdem für eine 30 t schwere Lokomotive mit 4 Rädern und Achsenentfernung von 2,7 m oder eine 20 t schwere Lokomotive mit 1,8 m Achsenentfernung.

Ähnliche Molen und

Ladekais befinden sich zu Dagenham auf der Themse (Abb. 194). Die Fahrbahnoberfläche liegt hier 14 m über Niederwasser und hat Lokomotiven von 18 t und eine Reihe elektrischer Krane von 30 und 40 t zu tragen.

Erwähnenswert ist ferner ein Kohlenladekai zu Southampton für die London- und Südwest-Eisenbahn von 110 m Länge, 6 m Breite, auf Eisenbetonpfählen von 40 × 30 cm Stärke ruhend (Abb. 195).

Von den übrigen zahlreichen Ladekais Englands sei noch die Landungsbrücke zu Falmouth in England angeführt, welche eine Länge von 95 m besitzt, ferner der

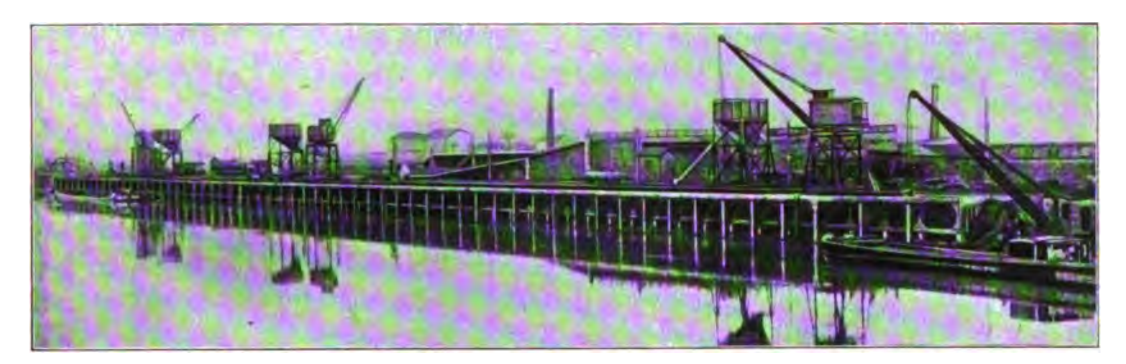


Abb. 197. Ladekai an der Seine bei Gennevilliers.

Kohlenlöschkai in Rochester[1]) von rd. 200 m Länge und der Kohlenlöschpier in Purfleet[2]), der zum Löschen von Kohle aus Seedampfern in Binnenfahrzeuge dient.



Abb. 197a. Seesteg im Badeorte Arcachon in Frankreich.

Von den in Frankreich ausgeführten Lösch- und Ladebrücken sei die nach dem System Hennebique an dem linken Loire-Ufer[3]) in Nantes durch den Ingenieur Eugène Ducos in der Nähe des Staatsbahnhofes ausgeführte und für das Anlegen von

[1]) Engineering 1906. S. 659—661.
[2]) The Engineer 1906, Juli 20, S. 70 und 71.
[3]) Le béton armé, Organe des Agents et Concessionnaires du système Hennebique, August 1905. S. 118 bis 120. ebendaher Abb. 196.

Seeschiffen bestimmte Anlage beschrieben (Abb. 196). Der Unterbau besteht aus drei Holzpfahlreihen aus amerikanischem Pitchpine von 23 m Länge und 0,38 bis 0,45 m starkem, quadratischem Querschnitt, die 1,0 m unter dem niedrigsten Wasserstande abgeschnitten sind und einen aus Eisenbetonfachwerk gebildeten Aufbau aus Säulen, Streben und Verbindungsbalken tragen. Dabei greifen die Säulen der beiden vorderen Reihen haubenartig über die in genau gleicher Höhe abgeschnittenen Pfahlköpfe. Diese Teile des Aufbaues wurden nach genauen, von den Pfahlköpfen genommenen Schablonen an Land angefertigt und mit Hilfe eines Schwimmkranes über die Pfähle gestülpt; die oberen Bauteile aber wurden an Ort und Stelle hergestellt. Auf dem Fachwerke ruht eine 9 m breite Plattform, die bestimmt ist, zwei in Kies gebettete Gütergleise und die vordere Schiene eines fahrbaren, elektrischen Kranes von 30 t Tragfähigkeit zu tragen.

Durch eine Probebelastung aus Sand und beladenen Güterwagen wurde die Standsicherheit des Bauwerks erwiesen. Ähnliche Anlagen, von demselben Ingenieur ausgeführt, befinden sich in Chantenay-sur-Loire und in Forges de la Basse-Indre, jedoch mit dem Unterschiede, daß der Unterbau ebenfalls aus eingerammten Eisenbetonpfählen besteht.

Abb. 197 zeigt den Ladekai der Gesellschaft für Beleuchtung und Beheizung an der Seine bei Gennevilliers, der in der kurzen Zeit von 140 Tagen fertiggestellt worden ist.

Zum Schluß sei noch ein schöner Seesteg in dem französischen Badeorte Arcachon erwähnt, welcher in einer Länge von 250 m ausgeführt ist und in der Abb. 197a im Lichtbilde dargestellt ist.

b) Wehre und Staudämme.

Wehre und Staudämme sind Bauwerke, die auf der Sohle eines Wasserlaufes errichtet werden, und einen Aufstau, d. h. eine Hebung des Wasserspiegels an einer bestimmten Stelle bewirken, um die aufgestaute Wassermenge für Zwecke der Landwirtschaft, der Wasserversorgung der Städte, der Industrie oder der Schiffahrt nutzbar zu machen.

Man unterscheidet feste und bewegliche Wehre, d. h. solche die dauernd und unveränderlich ihre Wirkung auf die Abflußmenge des Wasserlaufes ausüben und solche, die zu gewissen Zeiten (Hochwasser) teilweise oder ganz beseitigt werden.

Selten jedoch werden feste Wehre allein errichtet, meist findet man sie mit größeren oder kleineren beweglichen Teilen verbunden, um Mittel für die Regelung des Wasserabflusses zu gewinnen.

Je nachdem nun die festen Stauwerke dauernd oder nie überströmt werden, bezeichnet man sie als Wehre oder Staudämme, wobei erstere je nach der Höhenlage der Krone über oder unter dem Unterwasser Überfallwehre oder Grundwehre heißen.

1. Feste Wehre.

Die festen Wehre bilden einen wasserdichten, gegen Wasserdruck, Eisgang und andere treibende Gegenstände widerstandsfähigen Körper, der bis auf wasserundurchlässige Schichten gegründet, hinreichend in die Uferränder eingebunden und gegen Unterwaschung und Hinterspülung gesichert wird. Derartige Wehrkörper werden aus Faschinen und Steinen, Holz, Mauerwerk und Beton hergestellt und

unterhalb meist mit einem Abschußboden oder Sturzbett versehen, um Angriffe auf die Sohle zu verhindern.

Die Anwendung der Eisenbetonbauweise bei dem Bau der Wehre erstreckt sich bisher im wesentlichen auf die Nachbildung und Weiterentwicklung der Formen der festen Wehrkörper, wenn schon es nicht ausgeschlossen erscheint, daß auch die Bauweise der hölzernen Wehre, bei der Spundwände, Rammpfähle, Holme und wasserdichte Holzbeläge Verwendung finden, in Eisenbeton nachgeahmt werden wird, da diese Bauteile sämtlich aus dem neuen Baustoff sicher hergestellt und verbunden werden können.

Die übliche Form massiver Wehrkörper besteht aus einer an der Vorderseite fast lotrechten, dicken Mauer, deren Krone zur besseren Abführung des Wassers und treibender Gegenstände gegen das Oberwasser hin geneigt ist und deren Rückseite eine mehr oder weniger geneigte, bisweilen auch konkav nach oben gekrümmte Form erhält. Der so gebildete Mauerwerk- oder Betonkörper (Abb. 198) wird auf Felsuntergrund unmittelbar aufgebaut oder bei ungünstigerem Baugrund in üblicher Weise zwischen Spundwänden auf einer Betonsohle oder auf Pfahlrost usw. gegründet und mit einem widerstandsfähigen, oft ebenso gegründeten und mit dem Wehrkörper ein zusammenhängendes Stück bildenden Sturzbett verbunden, dessen Länge einerseits von der Beschaffenheit der Flußsohle, anderseits von der Gestalt der Hinterseite des Wehres, des Wehrrückens, abhängt. Und zwar muß die Flußsohle auf eine um so längere Strecke befestigt werden, je weniger durch die Form des Wehrrückens die Geschwindigkeit des überstürzenden Wassers vernichtet wird, d. h. je geneigter und flacher derselbe gestaltet ist; dagegen kann die Sohlenbefestigung um so kürzer gehalten werden, je mehr die lebendige Kraft des Wassers sich beim Übersturz zerstört, wie dies bei steilem Wehrrücken geschieht.

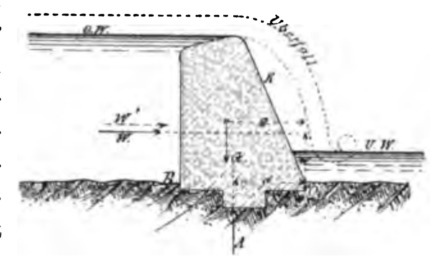


Abb. 198. Querschnitt eines festen Wehres üblicher Form.

Ein Beispiel für die Anwendung von Eiseneinlagen bei Beibehaltung der üblichen Form des Wehrkörpers bietet das bei Richmond, Ind., V. St. A., im White-Water

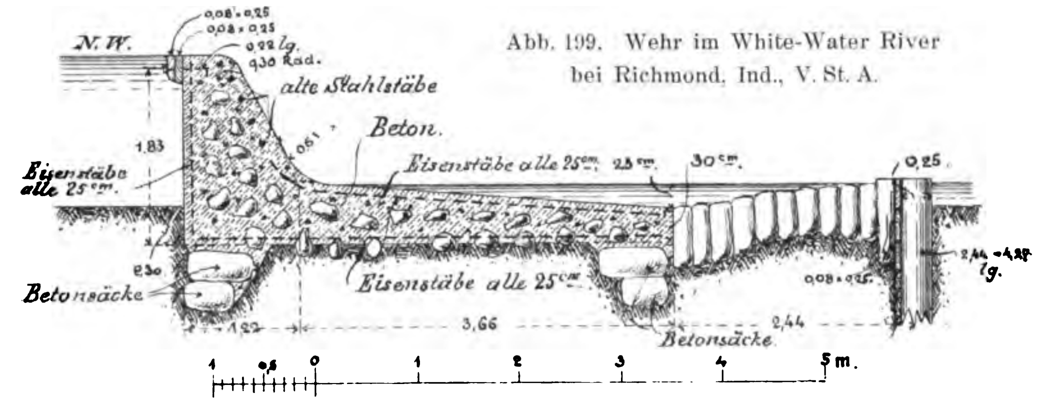


Abb. 199. Wehr im White-Water River bei Richmond, Ind., V. St. A.

River[1]) zwischen den Endwiderlagern einer vorhandenen Brücke errichtete Stauwerk. Hier besteht der Untergrund in der oberen 0,9 bis 1,8 m tiefen Schicht aus reinem Sand und Kies, die auf einer 2 bis 2,5 m starken Unterlage von sehr grobem Kies,

[1]) The Engineering Record 1905, 4. Febr., S. 116, ebendaher Abb. 199.

gemischt mit Klei, ruht. Die Errichtung des in Abb. 199 im Querschnitt dargestellten Wehres begann mit der Ausführung der bis auf die kleihaltige Schicht hinabreichenden Herdmauern oberhalb und unterhalb des Wehrkörpers, die aus Betonsäcken bestanden und mit Stampfbeton umhüllt wurden. Darauf erfolgte die Bildung des eigentlichen Wehrkörpers aus Beton unter Verwendung einzelner größerer Steinstücke, von denen einzelne in den Untergrund hineinragen, und unter Anordnung von Eiseneinlagen aus Rundstäben und Drahtkabeln, wie es in der Zeichnung ersichtlich ist.

Die Kosten des im ganzen 36,6 m langen Bauwerks haben einschließlich des aus einer Steinpackung bestehenden Sturzbettes und aller Nebenarbeiten rund 1130 Mark für 1 m betragen.

Im Anschluß an dieses Beispiel finde das im Yuba River nahe bei Marysville, Cal., in den Jahren 1904 und 1905 errichtete Stauwerk Erwähnung, obgleich bei ihm die Eiseneinlagen wie bei dem vorigen Bau nur eine Art Zugabe zur Erhöhung der Festigkeit bilden.[1])

Das in Abb. 200 dargestellte Wehr ist im Verein mit drei anderen und einem großen Ablagerungsbecken bestimmt, die gewaltigen Mengen der durch die reißende Strömung des Flusses aus den Minenbezirken fortgeführten Gesteinstrümmer abzulagern und vom unteren Flußlaufe in ähnlicher Weise fernzuhalten, wie dies bei den Sperren der Wildbäche geschieht. Infolge der damit verbundenen, allmählichen Aufhöhung der Flußsohle mußte bei der Anlage des Wehrkörpers die Möglichkeit einer späteren Erhöhung vorgesehen werden, während anderseits infolge der mehr vorübergehenden Bedeutung der einzelnen Wehrstufen eine leichtere Bauart Platz greifen konnte. Diesen Forderungen genügt die in der Abbildung gegebene Anordnung, bei der links der im Jahre 1904 hergestellte älteste Teil des Wehres, in der Mitte die erste im Jahre 1905 vorgenommene und rechts eine zukünftige Erhöhung dargestellt ist. Der Wehrkörper besteht in jedem Falle aus einer Steinschüttung, deren Zwischenräume mit Sand und Kies ausgefüllt werden, abgedeckt durch eine etwa 46 cm starke Betonschicht. Zur Erhöhung der Wasserdichtigkeit war ursprünglich an den Punkten a_1, a_2 und a_3 die Einbringung von Spundwänden geplant; da diese jedoch bei dem steinigen Untergrunde nicht eingerammt werden konnten, wurden sie bei der Bauausführung durch Pfahl-

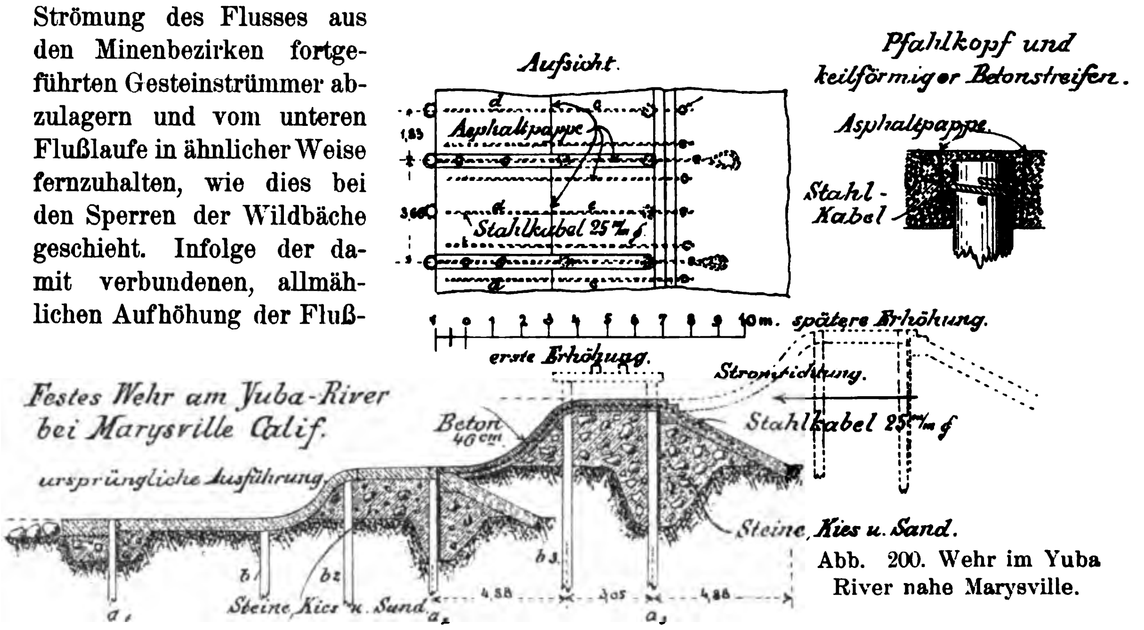


Abb. 200. Wehr im Yuba River nahe Marysville.

[1]) Engineering News 1905. 15. Juni, S. 609, ebendaher Abb. 200.

reihen und dagegen gelehnte Bohlentafeln ersetzt, wobei diese und die bei b_1, b_2 und b_3 angeordneten Pfahlreihen gleichzeitig zur Verankerung der Betondecke benutzt wurden. Letztere ist nicht in einem zusammenhängenden Stück hergestellt, sondern durch mit Asphaltpappstreifen gedichtete Längs- und Querfugen in mehrere Platten zerlegt, die durch Einlagen von Stahlkabeln in der Stromrichtung verbunden sind. Zunächst wurden dabei die Pfahlreihen durch Kabel verbunden, deren oberes, eine Schleife bildendes Ende bis in die oberhalb gelegene Betonplatte eingreift und hier einen miteingestampften größeren Stein umschließt. Die Pfahlköpfe wurden alsdann mit einem keilförmigen Betonstreifen umhüllt, so daß im Abstande von 3,66 m von Mitte zu Mitte stromwärts gerichtete Betonrippen *c* entstanden, welche die zwischen ihnen hergestellten mit je drei Drahtkabeln bewehrten, ebenfalls nach oberstrom verankerten Platten *d* und *e* festklemmen. Auf diese Weise wurde einerseits der Bildung von Rissen vorgebeugt und anderseits den einzelnen Platten die Möglichkeit gegeben, bei eintretenden Unterwaschungen etwas nachzusinken und dabei doch zum Schutz der Steinfüllung den Zusammenhang mit dem Ganzen zu bewahren.

Auch das einen Teil des Einlaufkanals an der Kläranlage der Wasserwerke von St. Louis[1]) bildende Überfallwehr besteht im wesentlichen aus einem

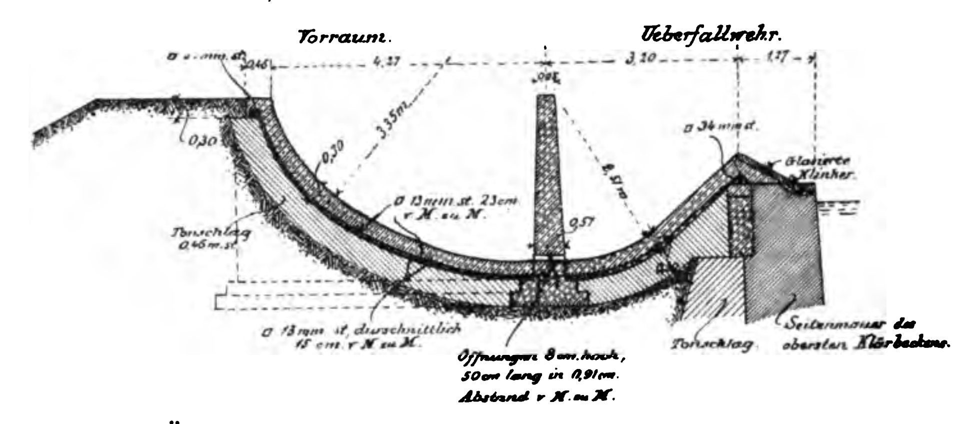


Abb. 201. Überlauf der Kläranlage der Wasserwerke von St. Louis. Querschnitt.

mit einer Eisenbetonhaut überzogenen Erdkörper, dessen Oberfläche mit einem 0,46 m starken Tonschlag versehen ist.

Die rund 204 m lange und 10 m breite Anlage stellt einen im Querschnitt bogenförmig gestalteten Kanal dar (Abb. 201), dessen Begrenzung an der linken Seite ein Erdwall und an der rechten Seite die Seitenwand des obersten Klärbeckens bildet. Der Kanal ist bestimmt, die Beruhigung des ankommenden Wassers und seine gleichmäßige Verteilung vor dem Eintritt in das Klärbecken zu bewirken. Zu dem Zweck ist der Kanal durch eine Längsmauer in zwei Teile zerlegt. Das Wasser tritt in die links gelegene Abteilung ein, gelangt durch die am Fuße der Trennungsmauer angebrachten Öffnungen in die rechte Abteilung und strömt über den Wehrrücken in dünner, gleichmäßiger Schicht in das Klärbecken.

Die Ausbildung der Kanalmulde ist aus Abb. 201 klar ersichtlich; auf dem Erdkörper ist zunächst die Trennungswand aus Beton gegründet und dann ein Tonschlag eingebracht worden, der die Wasserundurchlässigkeit sicherstellt. Auf diesem ruhen die 0,30 m starken Eisenbetonschalen, von denen die rechts gelegene an den Überfall-

[1]) The Engineering Record vom 4. Juni 1904, S. 700 bis 704. — The Engineer vom 13. Mai 1904, S. 477 u. 478.

rücken anschließt. Letzterer ist mit einer Schicht von glasierten Klinkern bedeckt, aus der zwei Reihen von Steinen hervorragen, um das überströmende Wasser mit der Luft in kräftige Berührung zu bringen.

Die Bewehrung der Betonschalen besteht aus einem Netz von quadratischen, gebuckelten Eisenstäben (corrugated bars) von 13 mm Stärke, die in der Längsrichtung durchschnittlich in 15 und in der Querrichtung in 23 cm Abstand von Mitte zu Mitte angeordnet sind. Am oberen Rande greifen die Querstäbe um je einen Eisenstab von 34 mm Stärke herum. Abb. 202 zeigt die Anlage während der Herstellung und zugleich den Zuführungskanal.



Abb. 202. Überlauf der Wasserwerke von St. Louis während der Ausführung.

Durch die Einführung des Eisenbetons in den Wehrbau wurde aber nicht nur die Nachbildung der bisher üblichen Formen ermöglicht, sondern vielmehr die Gestaltung des Wehrkörpers in neue, manche Vorteile bietende Bahnen gelenkt. Während bei den bisherigen Wehrkörpern der annähernd wagerecht gerichtete, die Wehrmauer um den Punkt 0 (Abb. 198) zu kippen strebende Wasserdruck ein dem Gewicht der Mauer entgegengerichtetes Moment erzeugt, wobei bei etwaigem Klaffen der Fuge bei B der Auftrieb A unterstützend wirkt, gestattet die Eisenbetonbauweise ohne erheblichen Materialaufwand die Herstellung von Wehrformen mit geneigter Vorderfläche, wodurch die von dem Wasserdruck und dem Eigengewicht des Wehres in bezug auf den Punkt O (Abb. 203) erzeugten Momente gleiche Richtung erhalten, die Gefahr des Kippens mithin fortfällt. Während daher die bisherigen Wehrmauern zur Erzielung eines großen Eigengewichtes aus vollem Mauerwerk gebildet werden mußten, gestattet die neue Bauweise die Auflösung der Wehrkörper in einzelne lotrechte Pfeiler, die mit einer geneigten wasserdichten Decke verbunden werden. So entstehen hohle Wehre, die bei geringem Baustoffaufwand eine größere Standsicherheit gewähren, umsomehr, als der oben erwähnte, die kippende Wirkung des Wasserdrucks unterstützende Auftrieb A (Abb. 198) nicht zur Wirkung gelangen kann, da etwa unter der vorderen Herdmauer durchdringende Wasseradern sofort frei werden, keinen Druck ausüben und ungehindert ablaufen können (Abb. 203).

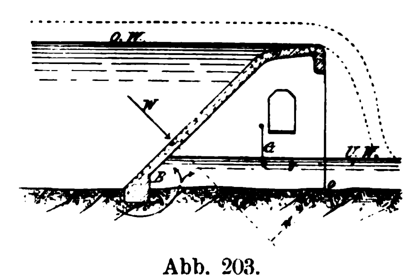


Abb. 203.
Querschnitt eines Wehres aus Eisenbeton mit geneigter Vorderfläche.

Während ferner bei den massiven Wehrkörpern auf genügende Sicherheit gegen Kippen und Verschieben geachtet werden muß, kommt bei den Wehren mit schräger Vorderfläche nur die Verhinderung des Verschiebens in Frage.

Bei steilen, massiven Wehrkörpern entsteht außerdem, wenn der Wehrrücken nicht der Parabelform des überstürzenden Wassers angepaßt ist, durch Mitreißen der unter

dem Wasserstrahl befindlichen Luft ein luftverdünnter Raum (R in Abb. 198), der einen Überdruck auf der Vorderseite des Wehres hervorruft und das Kippmoment unterstützt. Während es bei den bisherigen Wehrkörpern nur möglich ist, unter Aufwand beträchtlicher Baustoffmengen dieser Wirkung entgegenzutreten, indem der Wehrrücken an die bei höchster Überströmungsgeschwindigkeit entstehende Parabel angepaßt wird, ist es bei hohlen Wehren ohne große Kosten möglich, dem Wehrrücken eine entsprechende Form zu geben und außerdem noch durch Zuführung von Luft durch in den Pfeilern und dem Wehrrücken angebrachte Öffnungen L in Abb. 204 u. 205 das Auftreten eines luftverdünnten Raumes zu verhindern. Dabei gestatten die in den Pfeilern angelegten Öffnungen neben einer Baustoffersparnis die jederzeitige Besichtigung und Prüfung der Beschaffenheit des Wehrkörpers von innen und sogar die Durchführung von Fußgängerwegen.

Bei der Ausführung hohler Wehre sind nun in bezug auf die Ausbildung der Krone und des Wehrrückens verschiedene Möglichkeiten gegeben, je nachdem die Abflußseite des Wehres ganz oder teilweise geschlossen wird; in ersterem Falle (Abb. 203) erleidet das Sturzbett unmittelbar unterhalb des Wehres den stärksten Angriff und muß infolgedessen sehr kräftig, aber nur in geringer Längenausdehnung vorgesehen werden, während im zweiten Falle (Abb. 204 u. 205) die Wassermengen mit großer Geschwindigkeit über den Wehrrücken dahinströmen, erst allmählich ihre lebendige Kraft einbüßen und daher eine zwar schwächere, dafür aber lang ausgedehnte Befestigung unterhalb des Wehres erfordern.

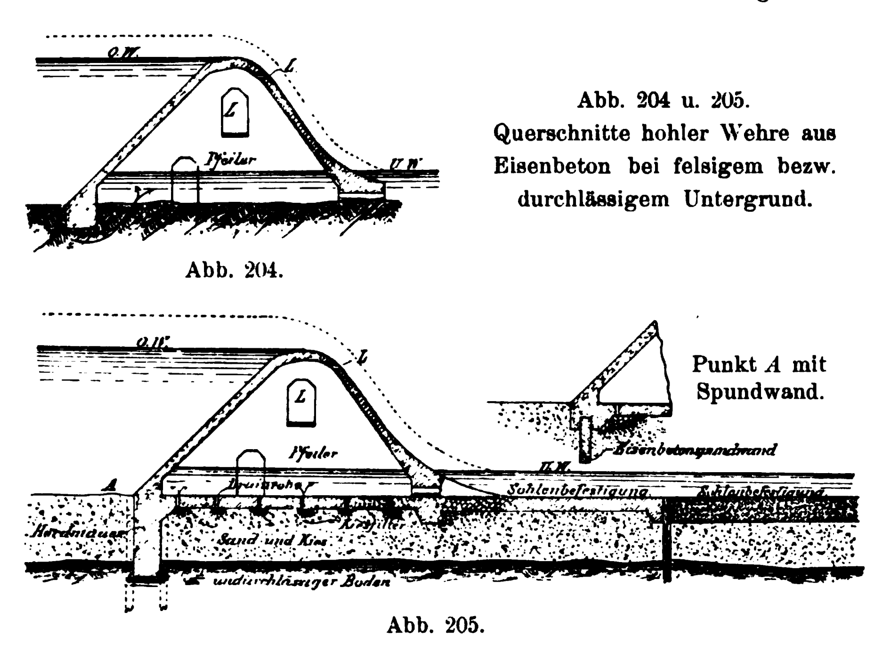


Abb. 204.

Abb. 205.

Abb. 204 u. 205. Querschnitte hohler Wehre aus Eisenbeton bei felsigem bezw. durchlässigem Untergrund.

Immerhin dürfte es sich empfehlen, die Krone auch bei den offenen Wehren, wenn viel Treibeis zu erwarten ist, zur Sicherung gegen von unten her wirkende Stöße nach der Rückenseite hin etwas zu verlängern (Abb. 203).

Die Ausbildung der auf den einzelnen Pfeilern ruhenden Decke bietet unter Anwendung der Regeln des Eisenbetonbaues keine Schwierigkeiten, entweder wird die Stärke der Decke nach unten zu entsprechend der Größe des Wasserdruckes vermehrt oder die Entfernung der Eiseneinlagen verringert, oder endlich geschieht beides. Im übrigen könnte auch eine andere Gestaltung der Decke bei weit auseinanderliegenden Pfeilern in Frage kommen, z. B. die Anwendung von wagerechten nach unten zu enger gelegten Plattenbalken.

Besondere Sorgfalt aber verdient bei den hohlen Wehren die Berücksichtigung der Längenausdehnungen der Decke, da diese, indem sie an der Außenseite mit dem Wasser und an der Innenseite mit der Luft in dauernder Berührung steht, den Wärmeschwankungen stärker ausgesetzt ist, als es bei massiven Wehrkörpern der Fall ist, ein Umstand, der bei den bisherigen Ausführungen nur in einem Falle konstruktiv berücksichtigt worden ist. Sonst dürften bei größeren Längen Risse und andere Beschädigungen an den Verbindungsstellen zwischen Decke und Pfeilern unausbleiblich sein.

Die Ausbildung und Gründung der Pfeiler bietet bei felsigem Untergrund keine Schwierigkeiten; sie erhalten von oben nach unten zunehmende Stärke, am Fuße eine zur sicheren Druckübertragung genügende Breite und werden mit dem Untergrund verankert. Bei ungünstigem Untergrund dagegen wird die Anordnung einer durchgehenden Grundplatte erforderlich, in der mit Kies unterbettete Öffnungen zur Vermeidung des Auftriebes vorgesehen werden (Abb. 205).

Von Bedeutung ist auch die gegenseitige Absteifung der Pfeiler, wie sie bei einigen Ausführungen durch wagerechte Eisenbetonbalken vorgenommen wurde. Nach Ansicht des Verfassers sollte diese so ausreichend bemessen sein, daß die Pfeiler beim Bruch der Decke über einer Abteilung dem Seitendruck des durch diese strömenden Wassers Widerstand leisten können, der Schaden auf eine Öffnung beschränkt bleibt und nur ein allmähliches Ablaufen des aufgestauten Wassers möglich ist.

Während ferner bei Felsuntergrund die Anordnung einer Herdmauer an der Vorderseite des Wehres zum Abschluß von Wasseradern ausreichen wird, ist bei weicherem Untergrund durch Hinabführen einer oder mehrerer Herdmauern bis auf eine wasserundurchlässige Schicht oder die Anordnung von Holz, bezw. Eisenbetonspundwänden, die mit dem oberen Wehrteil entsprechend verbunden werden, vorzusehen (Abb. 205).

Um die Ausbildung der im vorigen behandelten, neuen Wehrformen unter Anwendung des Eisenbetons hat sich besonders die Ambursen Hydraulic Construction Company in Boston verdient gemacht. Eine ganze Reihe von Ausführungen in den Vereinigten Staaten Amerikas bezeugen die Brauchbarkeit des Gedankens und zeichnen sich außerdem meist durch eine außerordentlich kurze Bauzeit aus, die besonders dem geringen Bedarf an Baustoffen zu verdanken ist, da nach den meist schwer zugänglichen, entlegenen Baustellen nur Zement und Eisenstäbe zu beschaffen waren, während Sand und Steine an Ort und Stelle gefunden wurden.

Als Ersatz eines baufällig gewordenen Holzwehres wurde bei Theresa im Staate New-York[1]) das in Abb. 5 Tafel 4 dargestellte Wehr errichtet, das aus einer Reihe von 0,30 m starken, 1,85 m auseinanderliegenden Betonpfeilern, die durch eine 0,15 m starke Eisenbetonplatte überdeckt sind, gebildet wird. Die Bewehrung der Platte erfolgte durch 2 cm starke, nach unten zu enger angeordnete Thacher-Eisen und die Verankerung der Pfeiler mit dem Untergrund durch 0,90 m lange, 3 cm starke Eisenstäbe.

Aus den oben erwähnten Gründen wurde die Krone nach der Rückseite zu verlängert und an der Oberfläche mit einem besonders harten Putz versehen.

Die Betonmischung bestand bei der Decke aus 1 Teil Zement, 2 Teilen Sand und 4 Teilen Kalksteinschotter, bei den Pfeilern aus denselben Stoffen im Verhältnis 1 : 3 : 6.

Bei der in nur 18 Arbeitstagen von durchschnittlich 10 Arbeitern, 3 Zimmerleuten und 7 Handlangern im Schutze eines Fangedammes bewirkten Ausführung fanden 8 in der Werkstatt hergestellte Holzformen Verwendung, die selbst nach mehrmaligem

[1]) Beton u. Eisen 1904, S. 21, ebendaher die Abb.

Gebrauch gut erhalten blieben. Das ganze Bauwerk enthält bei einer Höhe von 3,4 m und einer Länge von 36,6 m nur 95 m³ Beton und wird bei Hochwasser 1,8 m hoch überströmt.

Eine der vorigen ähnliche Ausführung erfolgte bei der Stadt Fenelon Falls, Ontario[1]), zur Bildung eines Vorbeckens für eine der Beleuchtung der Stadt dienende Kraftanlage und zum Betrieb einer Mühle.

Bei derselben sind die 30 cm starken im Abstande von 3,05 m errichteten Pfeiler außer an der Verankerung mit dem aus Kalkstein bestehenden Untergrunde noch mit einer Eisenbewehrung versehen (Abb. 206).

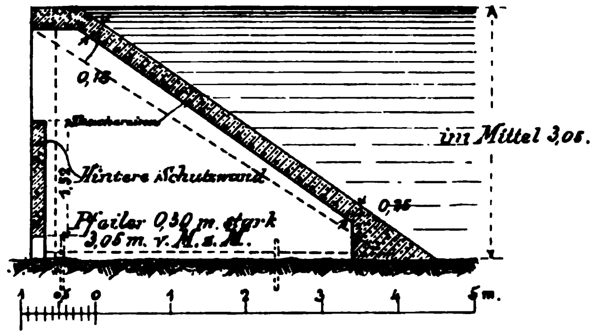


Abb. 206. Überfallwehr bei der Stadt Fenelon Falls, Ontario.

Die Dicke der Decke wächst von oben nach unten von 18 cm auf 25 cm Stärke, während ihre Bewehrung aus 19 bezw. 22 mm starken Thacher-Eisen besteht, die außerdem mit einem Drahtnetz überzogen sind. Da an der Rückseite des Wehres zu Zeiten eine starke Längsströmung herrscht, wurde zum Schutz der Pfeiler gegen das Anstoßen von Eisschollen usw. eine 1,52 m hohe Eisenbetonwand angebracht, die nicht ganz auf den Boden hinabreicht, um dem Unterwasser freien Ein- und Austritt in den Wehrkörper zu gestatten.

Trotz der bei einer durchschnittlichen Höhe von 3,05 m 59 m betragenden Länge gelang die Ausführung in nur 22 Arbeitstagen ohne Nachtarbeit.

Nach der gleichen Grundform wurden ferner die Überfallwehre für die Wasserkraftanlage der Stadt Wilton in New-Hampshire V. St. A.[2]) und das neue Wehr der Missisquoi Pulp Company in Sheldon Springs, Vermont, V. St. A.[3]), angelegt, von denen das erstere bei 32 m Länge sich 5,1 m und das zweite bei 81 m Länge sich sogar bis 12 m über den tiefsten Punkt der Flußsohle erhebt. Bei beiden finden sich weitere Vervollkommnungen der Bauweise, indem in einzelnen, durch die Pfeiler gebildeten Abteilungen Ablaß- bezw. Entnahmevorrichtungen vorgesehen wurden. Bei der in Abb. 7 auf Tafel 4 dargestellten Anordnung ist die Bedienung des Ablaßschiebers von dem unter dem Wehrkörper hindurchführenden Laufsteg ermöglicht, während bei der in Abb. 6 Tafel 4 gegebenen Entnahmevorrichtung die betreffende Kammer durch eine Querwand in zwei Teile zerlegt ist, wobei in der oberstrom gelegenen Abteilung die Betondecke durch eine hölzerne Bohlendecke und ein feines Drahtgitter ersetzt ist, um gröbere Verunreinigungen abzuhalten, und in der unteren Abteilung der in ein Rohrstück eingesetzte, durch Handrad zu bewegende Schieber Platz gefunden hat. Um die Schieberkammer jederzeit zugänglich zu machen, ist an dieser Stelle die Wehrkrone entsprechend erhöht und dadurch gegen Überströmung geschützt worden.

Erwähnenswert ist ferner, daß das in Sheldon Springs erbaute Wehr für eine Überströmung von 3,5 m Höhe berechnet ist und bald nach seiner Vollendung einer solchen von 1,8 m ohne Schaden ausgesetzt gewesen ist.

---

1) Engineering News 1905, 9. Februar, S. 135, ebendaher Abb. 206.
2) Zement und Beton 1906, S. 195, ebendaher die Abb.
3) Zement und Beton 1905, S. 249, ebendaher die Abb.

Den mit diesen Wehrformen verbundenen starken Angriff des Sturzbettes sucht der Ingenieur W. L. Shurch aus Newton in Massachusetts, V. St. A.[1]) durch eine ihm geschützte Anordnung zu vermeiden, indem er die Wehrkrone rostartig mit Öffnungen versieht und an der Rückseite eine zur Vorderwand gleich gerichtete Zwischenwand anbringt (Abb. 207), so daß das überströmende, durch den Rost fallende Wasser auf die Grundplatte abgelenkt wird und hier auf ein durch eine kleine Quermauer gebildetes Wasserpolster trifft und erst dann mit geringer Geschwindigkeit nach dem Unterwasser zu abläuft.

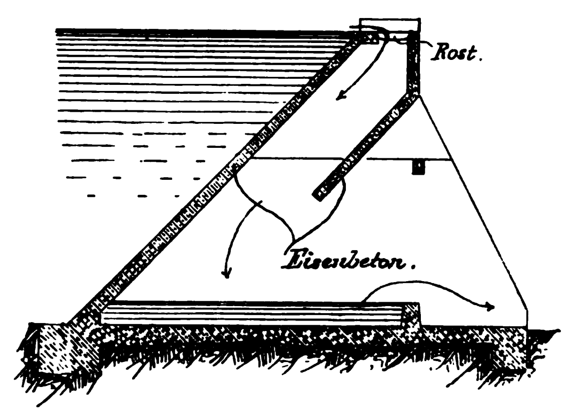


Abb. 207. Überfallwehr nach W. L. Shurch.

Der eigenartige Gedanke erscheint für Staubecken mit geringen Überströmungshöhen anwendbar.

Besonders bemerkenswert ist die in Schuylerville, New-York, V. St. A.,[2]) im Jahre 1904 erfolgte Ausführung eines hohlen Wehres, bei dem der Wehrrücken vollkommen geschlossen wurde, im oberen Teil eine der Abflußparabel bei höchster Überströmung angepaßte Form erhalten hat und im unteren Teil konkav nach oben gekrümmt wurde, Abb. 4a bis d auf Tafel 4.



Abb. 208. Hohles Wehr in Schuylerville während der Herstellung.

Der 76,2 m lange bis 8 m hohe Wehrkörper wird durch 2,46 m von Mitte zu Mitte entfernte, mit Eiseneinlagen bewehrte Betonpfeiler gestützt, deren Stärke in 3 Absätzen von 30 bis 46 cm nach unten zunimmt; die darauf ruhende Eisenbetondecke beginnt an der Oberstromseite mit einer in den aus Schiefer bestehenden Untergrund eingreifenden Herdmauer, besitzt sodann an der Vorderseite eine sich von 24 cm nach oben auf 20 cm verjüngende Dicke, ist an der Krone 46 cm stark und geht dann in den im Mittel 20 cm starken Wehrrücken über. Ihre Bewehrung besteht außer den aus der Zeichnung erkennbaren, wagerechten gebuckelten Eisenstäben (corrugated bars) aus einem Drahtgitter. Die Pfeiler sind durch drei Eisenbetonbalken gegeneinander abgestützt und im oberen und unteren Teil mit türartigen Durchbrechungen versehen, von denen die erstere zur Anlage eines durch elektrische Lampen erleuchteten Fußsteges benutzt

[1]) Zement und Beton 1906, S. 80. ebendaher Abb. 207.

[2]) Engineering News 1905. 27. April. S. 448. — The Engineering Record 1905. 4. März. S. 266. ebendaher die Abb.

wird, während die untere zur Ausspiegelung des durch kleine Öffnungen im Wehrrücken in den Wehrkörper eintretenden Wassers dient.

In der Wehrkrone sind ferner im Abstande von 1,22 m kurze Rohrstücke eingelassen, durch die vom Wehrinnern aus zu bewegende Haken führen, um die Befestigung von Aufsatzbrettern zur Erhöhung des Stauspiegels zu ermöglichen (Abb. 4d auf Tafel 4).

Unterhalb der Wehrkrone sind ferner in jeder Kammer 7,6 cm weite Luftlöcher angebracht, durch die die Bildung eines luftverdünnten Raumes am Wehrrücken verhütet werden soll. In der Tat wurde bei einer 1,5 m hohen Überströmung des Wehres in den einzelnen Kammern eine kräftige Luftströmung beobachtet, wobei gleichzeitig die vollkommene Ruhe im Innern des Wehres auffiel, die durch die günstige Gestaltung des Wehrrückens erreicht wurde.

Für die Ausführung des an den Pfeilern aus einer Betonmischung von 1 : 3 : 6 und an der Decke von 1 : 2 : 4, wobei Steine mit größerem Durchmesser als 6 bezw. 2 cm nicht verwendet wurden, hergestellten Bauwerks genügte die Zeit vom 27. September bis zum 31. Dezember, trotzdem eine zweiwöchentliche Unterbrechung durch Hochwasser eintrat. Abb. 208 erläutert die Ausführung eines Teiles des Bauwerks im Schutze eines aus Holzkisten gebildeten Fangedammes.

Eine weitere umfangreiche Ausführung eines Wehres der Ambursen-Gesellschaft in Amerika geht zur Zeit oberhalb Huntingdon, Pa. am Juniata-Flusse[1]) der Vollendung entgegen. Das hier errichtete 112 m lange Überfallwehr besitzt im allgemeinen die gleiche Querschnittsform wie das in Schuylerville und auch ähnliche Abmessungen, siehe Abb. 209, nur wurde bei der Durchbildung der Wehrform den veränderten Untergrundverhältnissen Rechnung getragen. An der Baustelle findet sich unter einer kleihaltigen Kiesschicht ein milder, schwarzer Schiefer. Der Wehrkörper wurde daher behufs gleichmäßiger Verteilung des Druckes und zur Erzielung größerer Sicherheit gegen Gleiten mit einer Bodenplatte geschlossen und an der Vorder- und Hinterkante mit in den Schiefer hineinreichenden Herdmauern versehen (Abb. 209).

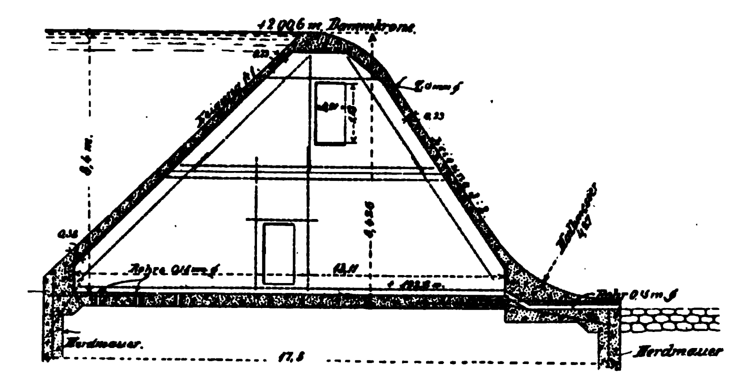


Abb. 209. Hohles Wehr oberhalb Huntingdon, Pa. am Juniata-Flusse.

Um die Bodenplatte der Wirkung des Auftriebs zu entziehen, sind in der Nähe der vorderen Herdmauer mehrere 15 cm weite Öffnungen vorgesehen, die durchgedrungene Quellen drucklos austreten und an der Rückseite des Wehrkörpers abfließen lassen; letztere ist zur Verhütung von Unterwaschungen mit einem 7,3 m breiten, 0,61 m starken Sturzbett aus in Zementmörtel verlegten Findlingen versehen.

Die im oberen Teile 0,36 m und im unteren Teile 0,46 m starken Pfeiler sind 3,05 m von Mitte zu Mitte entfernt und wie bei dem vorigen Beispiele mit rechteckigen Durchbrechungen versehen.

[1]) The Engineering Record. 22. Dezember 1906, S. 678ff, ebendaher Abb. 209.

Bei der Herstellung der Betonmischungen wurde das gleiche Verhältnis wie oben zugrunde gelegt und bei der Anfertigung der Holzformen besonderer Wert auf eine mehrmalige Benutzung derselben gelegt.

Zur Bewehrung aller Teile des Wehres dienen durchweg 19 mm starke Johnsoneisen (gebuckelte Stäbe quadratischen Querschnitts), die bei den Pfeilern in der in der Abb. 209 erkennbaren Weise paarweise in der Nähe der Außenseiten angeordnet waren. An der Vorderseite, der Krone und dem Wehrrücken befinden sich diese Stäbe in der Nähe der Innenseite und an den beiden letzten Orten in 16,5 cm Entfernung; an der Vorderseite nimmt diese Entfernung dem wachsenden Druck entsprechend unter gleichzeitigem Stärkerwerden der Betonplatte auf 11,4 cm ab.

In der 0,38 m starken Bodenplatte befindet sich nahe der Oberfläche eine Lage von Längsstäben in 61 cm und von Querstäben in 76 cm Abstand und eine zweite Lage von Längsstäben in der Nähe der Unterkante in 30 cm gegenseitiger Entfernung. Die beiden Herdmauern enthalten lotrechte Stäbe in 76 cm und wagerechte in 91 cm Abstand.

Bei der im Schutze von Fangedämmen bewirkten Herstellung des Wehres ist die völlige Schließung der Wehrdecke von besonderem Interesse. Es blieben bei sechs Öffnungen zunächst die unteren Teile der Vorder- und Rückseite offen, so daß das Wasser des Flusses zwischen den Pfeilern über der Bodenplatte abfließen konnte. Zur Herstellung des Schlusses wurden nun über die Öffnungen an der Vorderseite Dammbalken von 20 cm quadratischem Querschnitt gelegt und unter deren Schutze die Ausführung der Wehrdecken von innen aus vorgenommen.

Die Herstellung von derartigen hohlen Staudämmen und Wehren in Eisenbeton hat in Nordamerika eine weite Verbreitung gefunden und bedarf deren Wirtschaftlichkeit



Abb. 210.

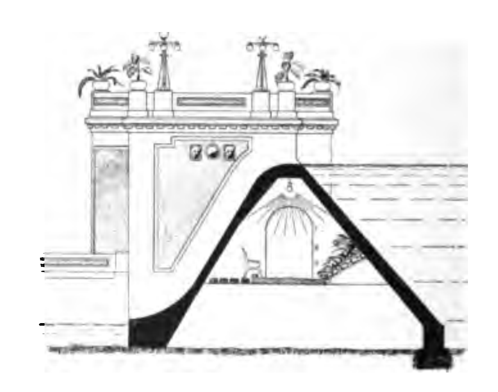


Abb. 211.

Abb. 210 u. 211. Hohles Wehr im Dellwood Park III bei Chicago.

keines weiteren Beweises. Während aber der Hohlraum im Wehr meist als ein wirtschaftlicher Vorteil behandelt wurde und höchstens die Möglichkeit geschätzt wurde, das Bauwerk einer eingehenden Untersuchung zu unterziehen, so ist bei dem Wehr im Dellwood Park III bei Chicago[1]) die hohle Form zu einem Durchgang benutzt worden, eine Anordnung, die Beachtung verdient. Der Bau dient dem beliebten Ausflugsort zur Herstellung eines großen Teiches, der zur Belustigung der Besucher und zur Belebung der Landschaft bestimmt ist. Die Abb. 210 gibt eine Übersicht der Gesamtanlage, während die Abb. 211 einen Querschnitt durch den 6 m hohen Damm

[1]) Engineering Record 1907, 9. Februar. S. 164 u. 165 ebendaher Abb. 210 u. 211.

darstellt. Man sieht, daß die über mehrere Brückenöffnungen führende Promenade bei dem Damm anscheinend unterbrochen ist und sich unterhalb durch denselben fortsetzt. Das Ganze macht einen architektonisch günstigen Eindruck, der durch die hervorragende technische Behandlung noch verstärkt wird.

Zu den in obigen Beispielen behandelten hohlen Wehrformen sind neuerdings weitere Vorschläge gemacht worden, die dahin zielen, das Gewicht der Wehrkörper und damit den Druck und die Reibung auf der Unterfläche der Bodenplatte auf wenig kostspielige Weise zu erhöhen, indem die Innenräume dieser Wehre mit Steinen, Gerölle oder Kies und Wasser gefüllt werden. So zeigt Abb. 212 einen von John Fielding-Toronto, Ont. entworfenen Wehrkörper, bei dem gewissermaßen nur die äußere formgebende Umhüllung aus Eisenbeton besteht, während zur Füllung Steine und Wasser verwendet sind. Der Erfinder spricht dieser Form die doppelte Sicherheit gegenüber den bisherigen hohlen Wehren zu.

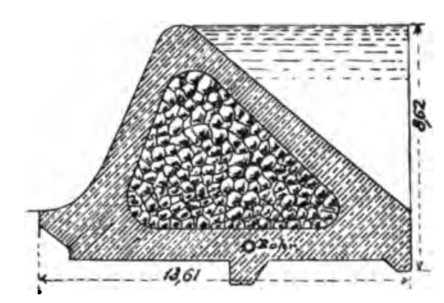


Abb. 212. Hohles Wehr mit Steinfüllung nach John Fielding.

Nicht unerwähnt aber möge bleiben, daß bei der Füllung des Wehrkörpers mit Wasser jener Vorteil der hohlen Wehre verloren geht, daß unter der vorderen Herdmauer durchgedrungene Wasseradern unschädlich in das Wehrinnere und von da in das Unterwasser abfließen können und dadurch die Wirkung des Auftriebs auf die Unterfläche des Wehres verhindern. Wenn letzteres nicht mit Sicherheit erreicht werden kann, so geht der durch die Gewichtsvermehrung des Wehrkörpers erreichte Vorteil zum großen Teil wieder verloren.

Es dürfte sich daher empfehlen, entweder nur eine Trockenfüllung des Wehrkörpers mit recht schweren Stoffen vorzunehmen unter Beibehaltung des freien Abflusses des Quellwassers oder aber bei Mitbenutzung von Wasser zur Füllung die Entwässerung der Wehrsohle in anderer Weise sicherzustellen.

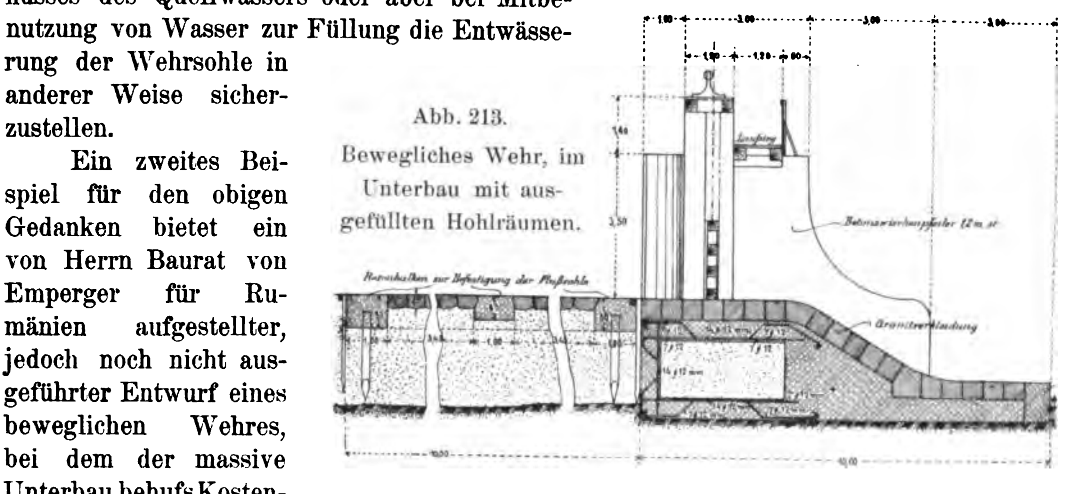


Abb. 213. Bewegliches Wehr, im Unterbau mit ausgefüllten Hohlräumen.

Ein zweites Beispiel für den obigen Gedanken bietet ein von Herrn Baurat von Emperger für Rumänien aufgestellter, jedoch noch nicht ausgeführter Entwurf eines beweglichen Wehres, bei dem der massive Unterbau behufs Kostenersparnis Hohlräume erhalten soll, die mit dem aus der Baugrube zu gewinnenden Schotter gefüllt werden. Die Gestaltung des ganzen Wehrquerschnittes, der Hohlräume und der Bewehrung der diese umschließenden Eisenbetonwände läßt Abb. 213 erkennen. Hierzu ist noch zu bemerken, daß der Untergrund aus Fels besteht und die Gründung

des Wehres bis auf denselben herabgeführt wird und daß die in 6 m lichtem Abstand geplanten 1,2 m starken Pfeiler ununterbrochen bis auf den Fels hinabreichen, die Hohlräume sich also nur auf die dazwischenliegenden Teile erstrecken. Zur Sicherung des auf der Flußsohle lagernden, leicht beweglichen Sandes soll oberhalb des Wehres, um eine Unterwaschung zu verhüten, eine Befestigung der Sohle in der Weise hergestellt werden, daß ein von Pfahlreihen gestütztes Rahmenwerk aus Betonbalken hergestellt wird, dessen Felder mit Bruchsteinpflaster in Zementmörtel ausgefüllt werden.

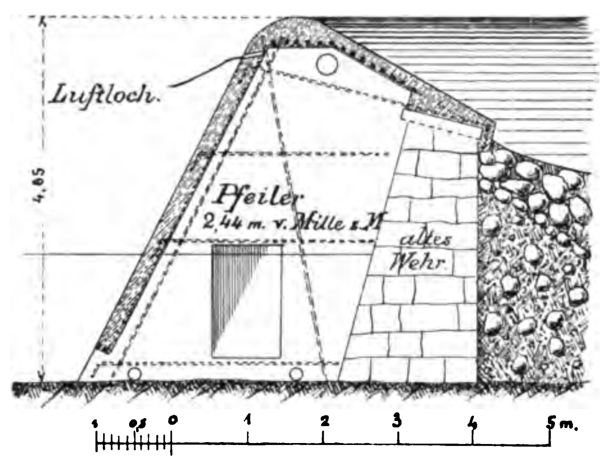


Abb. 214. Erhöhung eines Überfallwehres in Danville.

Auch bei der Erhöhung eines im Jahre 1886 in Danville, Kentucky, V. St. A.[1]) (Abb. 214) erbauten festen Wehres fand die hohle Wehrbauweise Verwendung, indem hinter und in Verbindung mit der alten, sehr schwachen Wehrmauer mit Eisen bewehrte Betonpfeiler in 2,44 m Abstand errichtet wurden, die eine über die alte Wehrkrone greifende, an der Rückseite bis dicht über den Boden hinabgeführte Eisenbetonplatte überdeckt. In den Pfeilern sowohl als auch in der Decke unterhalb der Wehrkrone wurden in ähnlicher Weise wie in dem vorigen Beispiel Luftöffnungen vorgesehen.

2. Bewegliche Wehre.

Naturgemäß kann die Anwendung des Eisenbetons bei den beweglichen Wehren nur eine beschränkte sein und sich im wesentlichen auf die Ausbildung des Unterbaues, der Wehrflügel und des Grieswerkes, kurz auf die den Verschluß des Wehres führenden und stützenden Teile erstrecken.

Bei dem Einlaßwehr der Ontario Power Company an den Niagarafällen[2]) wird der Verschluß durch Dammbalkentafeln bewirkt, während der unbewegliche Teil des Wehres aus Beton und Eisenbeton besteht. Die 182 m lange Anlage, an der kanadischen Seite, etwa 1,6 km oberhalb der Fälle gelegen, bildet das oberste Bauwerk der ganzen Kraftanlage und ist bestimmt, den Zutritt des Wassers zu einem Vorbecken zu gestatten und dabei Eis und andere treibende Gegenstände zurückzuhalten bezw. abzuweisen. Das in den Abb. 3a bis m auf Tafel 4 dargestellte Wehr besteht daher aus einem oberen festen und einem unteren, offenen, durch Dammbalken verschließbaren Teil und wird gebildet aus einer Reihe in 7,32 m Abstand errichteten, dreieckförmigen Betonpfeilern, die eine winkelförmige Eisenbetonplatte tragen, deren stark bewehrter, lotrechter Schenkel die obere Abschlußwand bildet und deren wagerechter, schwächerer Schenkel die obere Plattform darstellt, auf der Schienen für die Aufstellung fahrbarer Winden vorgesehen sind. Zur Unterstützung der Abschlußwand sind in der Mitte zwischen den Hauptpfeilern kleinere Zwischenpfeiler angeordnet.

Alle Pfeiler sind durch lotrechte, gebuckelte Eisenstäbe mit dem Felsuntergrund verbunden und übertragen auf sie kommende Stöße auf wagerechte in den Felsen eingebettete, bewehrte Schwellen.

[1]) The Engineering Record, Dezember 1904, S. 667, ebendaher Abb. 214.
[2]) The Engineering Record, 12 August 1905, S. 189, ebendaher Abb. 3a bis m auf Tafel 4.

Den Verschluß bilden Tafeln aus Dammbalken von 20·20 cm Querschnitt, welche von Ketten getragen werden, die, an den untersten Balken befestigt, durch Löcher der darüber liegenden Balken geführt und an der Vorderseite der Schutzwand aufgehängt

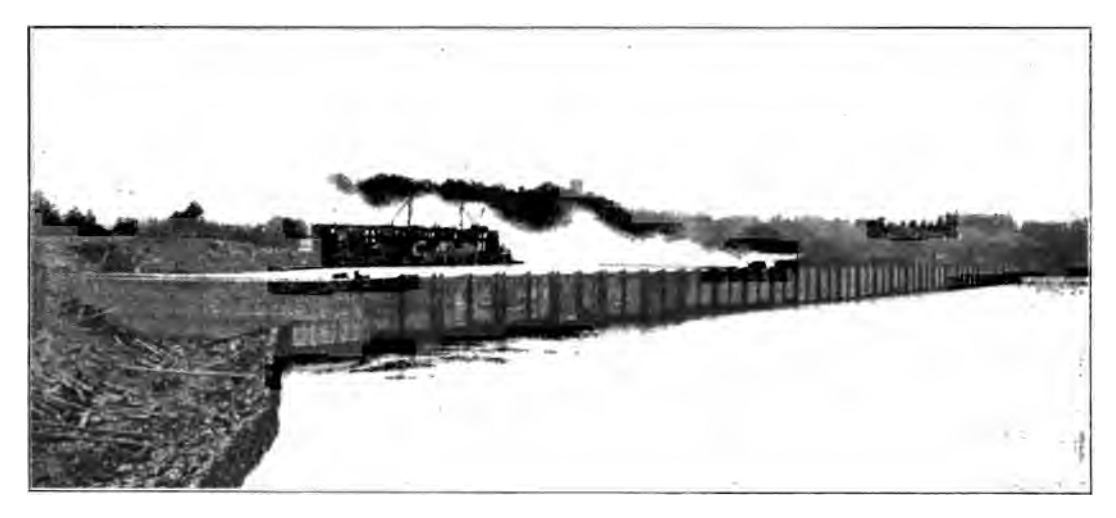


Abb. 215. Oberwasserseite des Einlaßwehrs der Ontario Power Company an den Niagarafällen.

sind. Zum Abschluß einzelner Öffnungen können diese Tafeln mit Hilfe der fahrbaren Winden ganz oder teilweise heruntergelassen werden, wobei sie in den an den Pfeilern angebrachten Führungen (Abb. 3i bis l Tafel 4) gleiten. Diese Dammbalken sind an Stelle der früheren geplanten Rollschützen getreten und bilden gleichzeitig eine leicht auswechselbare Schutzschicht für die den Stößen des Eises usw. ausgesetzte Vorderwand.



Abb. 216. Unterwasserseite des Einlaßwehrs der Ontario Power Company an den Niagarafällen.

Ganz besonders ist bei dieser Anlage die Anordnung von Ausgleichfugen in der oberen Abschlußwand zu beachten. Letztere besteht aus 14,64 m langen Stücken, die auf einem Hauptpfeiler fest und auf den beiden benachbarten beweglich durch Einfügung von Asphaltfilzschichten gelagert sind. Ebenso ist die Auflagerung auf den kleinen Zwischenpfeilern verschieblich ausgebildet.

Zur Befestigung der Vorderwand an den beweglichen Auflagerstellen dienen 2 Reihen von Ankerbolzen, die durch in der Vorderwand eingebettete Gasrohrstücke

geführt sind und infolgedessen dieser eine geringe Beweglichkeit gestatten (Abb. 3m auf Tafel 4).

Im übrigen gehen die Abmessungen der Bauteile und die Anordnung und Stärke der Bewehrungseisen aus den Abbildungen hervor. Die Betonmischung wurde in dem Verhältnis 1 : 3 : 5 hergestellt, wobei Steinbrocken von mehr als 5 cm Durchmesser ausgeschlossen wurden. Auch diese Anlage wurde in der außerordentlich kurzen Zeit von nur 34 Arbeitstagen zu je 10 Stunden, wovon noch 6 regnerisch waren, durch 30 Leute vollendet.

Abb. 215 und 216 zeigen das fertige Bauwerk von der Ober- bezw. Unterwasserseite.

Verfasser mißt der hier in größerem Umfange gemachten Anwendung von Gleitflächen besondere Bedeutung bei und ist der Ansicht, daß sich ähnliche Maßregeln auch bei den oben beschriebenen Beispielen behufs Vermeidung von Rissen empfohlen hätten.

Mit der eben beschriebenen Anlage hat die große Einlaßschleuse des Imperial-Kanals am Colorado-Flusse in vieler Beziehung Ähnlichkeit. Sie besitzt 11 Durch-



Abb. 217.



Abb. 218.

Abb. 217 bis 219. Einlaßschleuse des Imperial-Kanals am Colorado-Flusse, von der Oberwasserseite, von der Unterwasserseite und Schiffsdurchlaß.



Abb. 219.

flußöffnungen von 3,66 m Breite und 3,05 m lichter Höhe, die durch 0,46 m starke Eisenbetonpfeiler getrennt und durch eine Eisenbetondecke und Vorderwand verbunden sind (Abb. 217 bis 219). Außerdem ist ein 3,66 m weiter Schiffsdurchlaß vorgesehen. Der Verschluß der Öffnungen erfolgt durch Segmentschützen, die um eine an der Unterwasserseite der Pfeiler angebrachte Stahlwelle drehbar sind (siehe Abb. 218) und von der oberen Plattform aus entweder durch Hand oder eine fahrbare Gasmaschine gezogen werden können. Bisher hat die Anlage ihrer Bestimmung allerdings nicht dienen können, da bald nach ihrer Vollendung der Colorado-Fluß am 7. Dezember 1906 erneut die ihn von dem großen Tiefgebiet, dem Salton-Sink, zurückweisenden Dämme durchbrach und seitdem dieses Gebiet, das sonst mit Hilfe des Imperial-Kanals bewässert werden sollte, ganz unter Wasser gesetzt hat.

[1]) Engineering News vom 27. Dezember 1906, S. 675 und Fig. 1 bis 3, ebendaher Abb. 217 bis 219.

Als ein weiteres Beispiel liegt auf diesem Gebiete ein im Frühjahr 1900 durch die Wiener Firma Ed. Ast u. Co. in Jamnitz in Mähren in Eisenbeton ausgeführtes Schützenwehr vor[1]), bei dem der Unterbau aus Beton, dagegen die Griessäulen und der Griesholm einschließlich des an den ersteren angebrachten Laufsteges aus Eisenbeton hergestellt wurden (Abb. 8a bis f auf Tafel 4).

Maßgebend war für den Ersatz der sonst üblichen Holzteile der Umstand, daß Holz gerade hier, wo es abwechselnd mit Wasser und Luft in Berührung kommt, besonders vergänglich ist, und ferner Eisen erheblich teurer ausfällt sowie höhere Unterhaltungskosten verursacht. Hierzu kommt noch, daß die bei einem Eisenbetonbau vorkommenden Schmiedearbeiten von jedem Dorfschmied geleistet werden können, während dies bei Eisenkonstruktionen kaum der Fall sein dürfte.



Abb. 220. Eisenbetongrieswerk in Chatillon an der Seine.

Verfasser glaubt, daß die Anwendung des Eisenbetons bei den Fachbäumen, Grieswänden, Griessäulen, Holmen und Laufstegen der Schützenwehre aus den obigen Gründen sehr nachahmenswert ist, umsomehr als die Hölzer für diese Bauteile bei ihren meist sehr großen Abmessungen schwer zu beschaffen sind.

Ein weiteres Beispiel eines beweglichen Wehres mit Eisenbetongrieswerk befindet sich in Chatillon an der Seine. Dasselbe besitzt eine Länge von 9 m und hat einem Stau von 2 m Höhe zu widerstehen. Die allgemeine Anordnung des in Hennebiquebauweise hergestellten Bauwerkes wird durch Abb. 220 erläutert.

3. Staudämme und Talsperren.

Staudämme und Talsperren sind solche festen Wehre, die im allgemeinen nicht oder nur an besonders dazu hergerichteten Stellen überströmt werden und in der Hauptsache zur Aufspeicherung großer Wassermengen dienen; sie unterscheiden sich von den Wehren ferner durch ihre meist sehr großen Abmessungen.

Bei der großen Gefahr, die diese Bauten für die unterhalb wohnende Bevölkerung in sich bergen, sind die Anforderungen an ihre Sicherheit außerordentlich hoch, und die große Verantwortlichkeit, die infolgedessen auf den bauleitenden Ingenieuren lastet, läßt es begreiflich erscheinen, daß altbewährte Bauweisen immer wieder zur Ausführung gelangen und Neuerungen gegenüber eine gewisse Zurückhaltung bewahrt wird. So erklärt es sich, daß Eisenbeton bisher bei den Talsperrenbauten nur ver-

[1]) Beton u. Eisen 1905. S. 189, ebendaher Abb. 8a bis f auf Tafel 4.

einzelt und auch dann nur an einzelnen Teilen Verwendung gefunden hat, obwohl er wegen seiner Haupteigenschaften, großer Widerstandsfähigkeit bei hoher Lebensdauer und geringem Baustoffaufwand, hervorragend geeignet sein sollte, die Wirtschaftlichkeit dieser Anlagen durch Ermäßigung der Baukosten zu erhöhen und dadurch manche Ausführung erst möglich zu machen.

Immerhin sind Anzeichen vorhanden, daß die Eisenbetonbauweise auch dieses Gebiet für sich erobern wird, und es ist zu hoffen, daß es dem Wagemut besonders amerikanischer Ingenieure, die schon bei den Überfallwehren die Beherrschung der neuen Bauweise hervorragend bewiesen haben, gelingen wird, diese Aufgabe ihrer Lösung näher zu führen.

Es ist nicht Zweck dieser Zeilen, eine erschöpfende Abhandlung über den Bau von Staudämmen zu geben, vielmehr wird die Kenntnis der allgemeinen Anordnung dieser Bauwerke vorausgesetzt und werden daher im nachfolgenden nur diejenigen Punkte an der Hand von ausgeführten Beispielen bezw. beachtenswerten Vorschlägen hervorgehoben, bei denen die Anwendung des Eisenbetons vorgekommen oder aussichtsvoll erscheint.

Nach den zur Bildung der Staudämme benutzten Baustoffen unterscheidet man geschüttete Dämme aus Erde oder Steinen, Talsperren aus Mauerwerk, Beton oder Eisenbeton und Talsperren aus Eisenfachwerk.

α) Geschüttete Dämme aus Erde oder Steinen.

Während die ältesten Ausführungen dieser Art allein aus lehmigem Sand hergestellt wurden, entstand bald das Bestreben nach einer Trennung der Dämme in einen stützenden und einen dichtenden Teil. Letzterer wurde anfangs aus einer die Wasserseite der Dämme überziehenden, bis zu undurchlässigen Schichten hinabgeführten, wasserdichten Böschungsbekleidung gebildet: der hiermit verbundene große Baustoffverbrauch und die Gefahr einer Beschädigung der freiliegenden Dichtung führte jedoch bald dazu, diese in das Innere der Dämme zu verlegen, so daß annähernd in der Mitte der nun in zwei Teile getrennten Schüttungen ein sogenannter **Dichtungskern** entstand, der aus Ton, Mauerwerk, Beton, Eisenbeton, gegen Rosten geschützten Eisenplatten oder mehreren dieser Baustoffe gleichzeitig hergestellt wird.

Abb. 221 stellt einen bei Southborough bei Boston[1]) ausgeführten Staudamm dar, dessen Kern aus einer tief in den Felsgrund eingreifenden, sich von unten nach

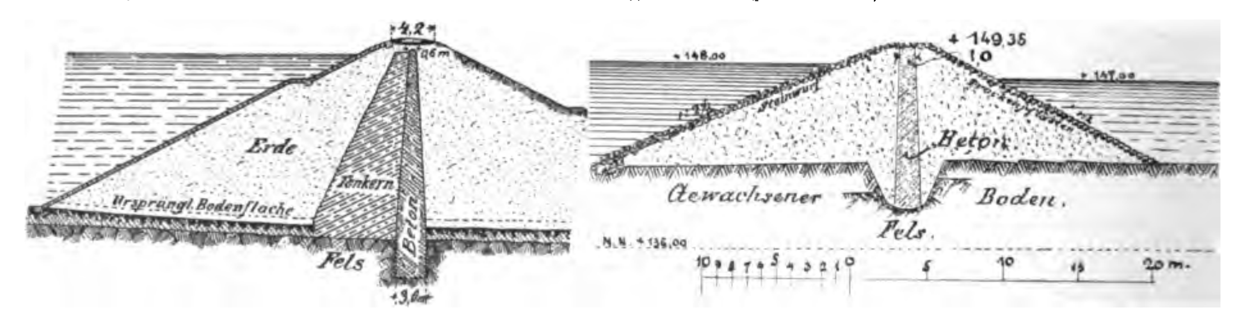


Abb. 221. Staudamm in Southbourough.

Abb. 222. Staudamm des Vorbeckens der Talsperre im Sengbachtale.

oben verjüngenden Betonmauer nebst einer davorliegenden Tondichtung besteht. In ähnlicher Weise ist auch die Dichtung des Staudammes an dem Vorbecken der

[1]) Beton-Kalender 1907, II. Teil. S. 353. ebendaher Abb. 221.

Solinger Talsperre im Sengbachtale[1]) durch einen Betonkern vorgenommen worden (Abb. 222).

Bei der Gestaltung dieser Kerne ist die Verjüngung nach oben von Wichtigkeit, weil dann die allmählich sich setzende Erdschüttung sich fest gegen den Kern preßt und die Bildung von Trennungsfugen vermieden wird.

Die Abmessungen derartiger Kerne würden sich bei Anwendung von Eisenbeton gegenüber diesen Beispielen erheblich vermindern lassen, wobei jedoch zur Erzielung vollkommener Dichtigkeit eine gesättigte Betonmischung zu wählen ist.

In kleinem Maßstabe liegt auch bereits die Ausführung eines Eisenbetonkerns bei dem Damm des Sammelweihers für das Elektrizitätswerk Luzern-Engelberg

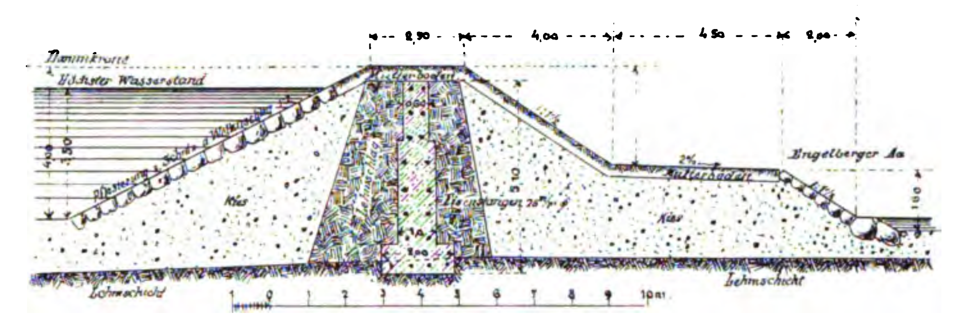


Abb. 223. Staudamm am Sammelweiher für das Elektrizitätswerk Luzern-Engelberg.

vor[2]) (Abb. 223), dessen Bewehrung aus Rundeisenstäben von 25 mm Durchmesser besteht, bei der geringen Höhe von 5,1 m und der verhältnismäßig großen Dicke aber nur eine untergeordnete Rolle spielt.

Eine vollkommene Dichtigkeit der Erddämme läßt sich durch Anordnung einer Eisenblechwand erzielen, die durch schützende Anstriche, Einhüllung in Asphalt oder Zementbeton am Rosten verhindert wird. Ein Beispiel einer derartigen Ausführung bietet der untere Otay-Damm in San Diego, Californien[3]) (Abb. 224), dessen Kern im unteren Teil aus einer in den festen Fels hineinreichenden Bruchsteinmauer und im oberen aus einer vernieteten Stahlblechwand besteht, die auf beiden Seiten durch eine 30 cm starke Betonschicht eingehüllt wird. Die großen Abmessungen des unteren Mauerwerksklotzes stammen daher, daß ursprünglich die Herstellung einer massiven Staumauer geplant war und der Kostenersparnis und schnelleren Herstellung wegen

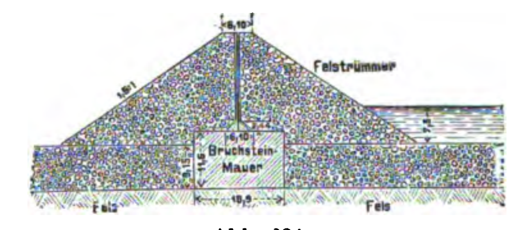


Abb. 224.
Otay-Staudamm in San Diego. Calif.

während des Baues diese Absicht aufgegeben und die Errichtung eines Dammes aus lose geschütteten Steinen mit einem dichten Kern zur Ausführung gebracht wurde. Zur Bildung der Blechwand, deren Stärke von unten nach oben abnimmt, wurden Stahlplatten von 1,53 bis 2,44 m Höhe und 5,2 m bis 6,1 m Länge verwendet, die an den Stößen nach Art einer Dampfkesselnietung verbunden und verstemmt wurden. Außerdem erhielt sie vor der Aufführung der beiderseitigen Betonwände noch einen doppelten

[1]) Zeitschrift für Bauwesen 1904. S. 295.
[2]) Schweizerische Bauzeitung 1906, Band 48. Nr. 2. S. 18. ebendaher Abb. 223.
[3]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1898. S. 256. ebendaher Abb. 224.

heiß aufgebrachten Asphaltanstrich. Bei der Ausführung folgte die Steinschüttung der Herstellung des Kernes so nahe als möglich und auf beiden Seiten gleichmäßig.

In ähnlicher Weise wurde bei dem Bau des aus Trockenmauerwerk errichteten Staudammes am East Canyon Creek-Reservoir, Utah,[1]) verfahren (Abb. 225), mit dem Unterschiede, daß die Einhüllung der Stahlblechplatte beiderseits durch 10 bezw. 13 cm starke Asphaltbetonschichten erfolgte, von denen die auf der Wasserseite ge-

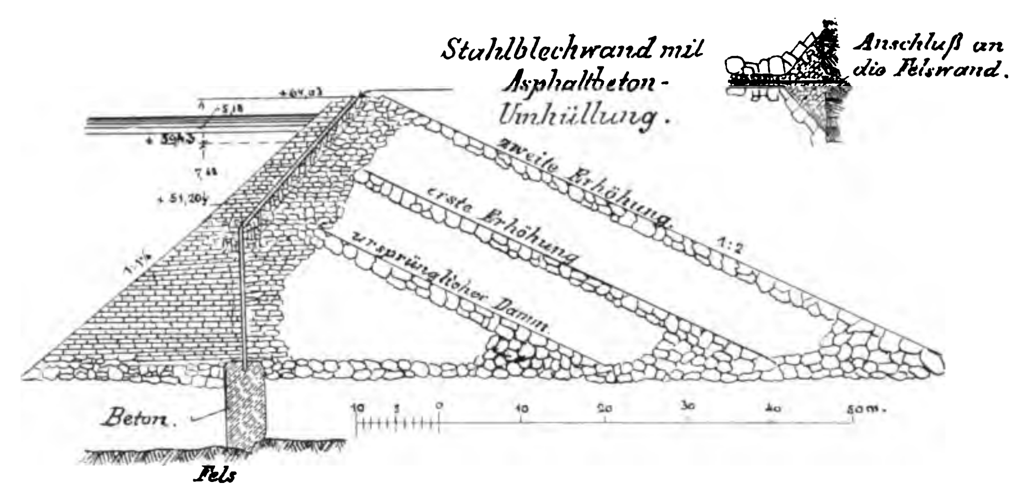


Abb. 225. Staudamm am East Canyon Creek-Reservoir, Utah.

legene noch eine 2,5 cm starke Bretterverkleidung erhielt; bei den bald nach der ersten Vollendung des Bauwerks vorgenommenen Erhöhungen wurde die Dichtungsschicht unter einem Winkel von 45° geneigt angeordnet. Der Anschluß der Blechwand an die Felswände des Tales erfolgte in der durch die Abbildung erläuterten Weise.

Bei beiden Ausführungen kann jedoch von einer innigen Verbindung zwischen der Blechwand und ihren Umhüllungen kaum gesprochen werden, da eine solche zwischen Eisen und Asphalt nur in stark erwärmtem Zustande erreicht werden kann.

Anders würde dies jedoch sein, wenn die Eisenplatte ohne Anstrich unmittelbar in Beton eingestampft worden wäre, da dann die dem Eisenbeton innewohnende Eigenschaft, sich mit dem Eisen fest zu verbinden, voll zur Wirkung gelangt, so daß dann beide gemeinsam an der Aufnahme von Kräften mitwirken. Verfasser ist daher in Übereinstimmung mit Ziegler[2]) der Ansicht, daß in der Anwendung einer gleichzeitig mit dem Beton abbindenden Eisenblecheinlage ein brauchbares Mittel zur sicheren Dichtung von Staudämmen geboten wird, das bisher jedoch nicht zur Anwendung gelangt ist. Ziegler macht an der genannten Stelle den beachtenswerten Vorschlag, die einzelnen Blechtafeln „an den Rändern rund aufzubiegen oder mulden- oder zylinderförmige Blechtafeln zu verwenden, um eine Ausdehnung unschädlich zu machen“ (Abb. 226).

Abb. 226. Verbindung der Blechplatten in Dichtungskernen nach Ziegler.

Bei Wärmeschwankungen wird eine betonumhüllte Eisenblechwand sich sowohl ausdehnen als zusammenziehen, und es werden dabei entweder Faltenbildungen oder Trennungsfugen entstehen können, denen nach Ansicht des Verfassers auch durch

[1]) The Engineering Record 1905, 25. November. S. 594.
[2]) Beton-Kalender 1907. II. Teil, S. 354, ebendaher Abb. 226.

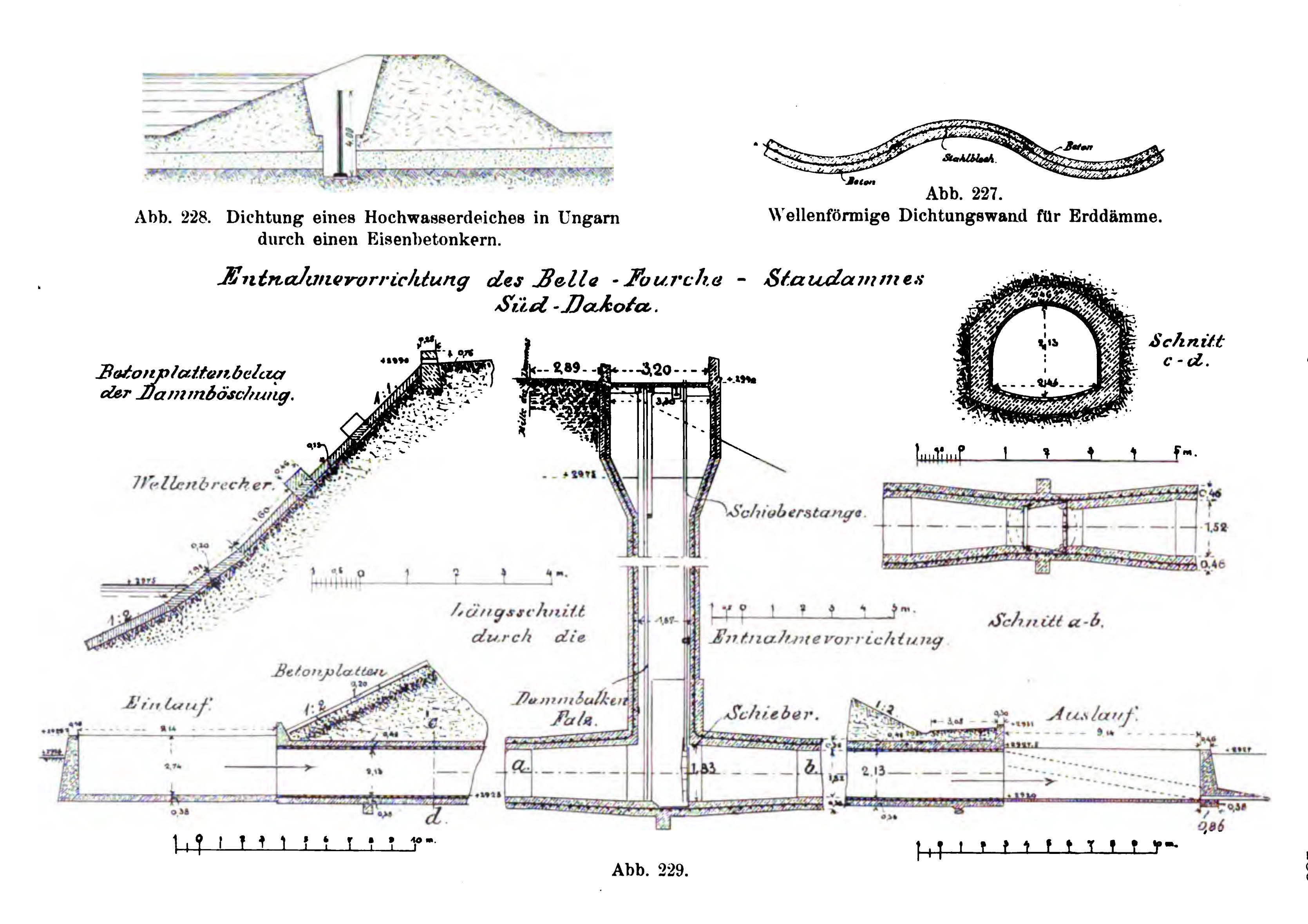


Abb. 228. Dichtung eines Hochwasserdeiches in Ungarn durch einen Eisenbetonkern.

Abb. 227. Wellenförmige Dichtungswand für Erddämme.

Abb. 229.

wellenförmige Gestaltung der Dichtungswand vorgebeugt werden kann (Abb. 227). Auf die gegen Rost sicher schützende Wirkung der Betonumhüllung sei hier nur beiläufig noch einmal hingewiesen.

Bei den geringen Abmessungen, die einer solchen dichtenden Eisenblechbetonwand zu geben sein würden, und den davon abhängenden geringen Kosten des Dichtungsmittels, dürfte dieselbe auch geeignet sein, bei der Abdichtung im Auftrag liegender Kanaldämme und im Deichbau Verwendung zu finden, wobei die Herstellungskosten durch die Benutzung beliebiger, ohne die sonst üblichen Vorsichtsmaßregeln zu schüttender Erdarten leicht ausgeglichen werden können.

Tatsächlich wurde nach diesem Grundsatze in Ungarn bei einem Hochwasserdamm verfahren, dessen Unterlage sich als wasserdurchlässig erwies. Nach dem Entwurfe Prof. Kovacs in Budapest wurde in diesen Damm ein Schlitz gegraben, wie aus Abb. 228 ersichtlich ist. In diesem Schlitz wurde eine Eisenbetonwand aufgestellt, deren Herstellung insofern von Interesse ist, als bei derselben fertige Eisenbetonständer Anwendung fanden.

Bei den Staudämmen aus Erde oder Steinschüttungen kann Eisenbeton außer zur Dichtung auch zur Herstellung der Entnahmevorrichtungen verwendet werden. Ein Beispiel dafür bietet der im Bau begriffene Belle Fourche-Damm in Süd-Dakota, V. St. A.[1] (Abb. 229), der bei einer Länge von fast 2 km eine größte Höhe von 35 m erreicht.

Dieser ganz aus Erde herzustellende Staudamm erhält keine besondere Dichtung, sondern soll, wie auch die neueren französischen Erddämme,[2] aus dünnen, durch Dampfwalzen zu verdichtenden Schichten ausgeführt werden und auf der Wasserseite mit einem auf starker Kiesunterlage gebetteten Betonplattenbelag von 15 bezw. 20 cm Stärke als Schutz gegen Wellenschlag versehen werden, der im oberen Teile noch durch zwei Reihen aus dem Plattenbelag hervorstehenden größeren Betonblöcken verstärkt wird, die gleichsam als Wellenbrecher wirken und das Überschlagen von Spritzern auf die Dammkrone verhindern.

Ganz aus Eisenbeton sollen dagegen die doppelt anzulegenden Grundablässe angelegt werden, die den Erddamm durchlaßartig durchkreuzen und durch ringförmige Schächte von der Dammkrone zugänglich sind. Der Verschluß der 1,22 × 1,83 m großen Öffnungen der Ablässe erfolgt durch Rollschützen, vor denen wasserseitig als Notverschluß noch Dammbalken vorgesehen sind.

Auch bei dem Entnahmeschacht der Staumauer an den Trap-Fällen bei Bridgeport, Connecticut,[3] hat zur Bildung der oberen Plattform, des Geländers und des Daches des Schieberhauses Eisenbeton Verwendung gefunden.

β) Talsperren aus Mauerwerk, Beton, Eisenbeton oder Eisen.

Je nachdem der Grundriß aus Bruchsteinmauerwerk oder Beton hergestellter Talsperren geradlinig oder bogenförmig gestaltet ist, zerfallen diese Bauwerke in solche, deren Querschnitt nach Art der Stützmauern gebildet wird, ferner in solche, deren Standfestigkeit auf der Gewölbewirkung beruht, und endlich in solche, die zwar als Stützmauer ganz oder annähernd stark genug bemessen sind, bei denen aber durch die gekrümmte Grundrißform die Bogenwirkung zur weiteren Erhöhung der Standsicherheit herangezogen wird.

[1] The Engineering Record 1906. 3. März. S. 308. ebendaher Abb. 229.
[2] Zentralblatt der Bauverwaltung 1906. S. 504.
[3] The Engineering Record 1906. 24. März. S. 391.

Bei der Bemessung der als Stützmauern betrachteten Mauerkörper wird gewöhnlich die Forderung erfüllt, daß die Drucklinie stets im mittleren Drittel bleibt, um Zugspannungen an der Wasserseite zu vermeiden, und daß die Druckspannungen an der Talseite die zulässigen, durch die Festigkeit des Baustoffes gezogenen Grenzen nicht überschreiten.

Vorausgesetzt ist hierbei, daß an keiner Stelle der Innenseite der Staudämme ein Eindringen von Wasser stattfinden kann und die Standsicherheit des Bauwerkes durch die Wirkung des Auftriebes nicht ungünstig beeinflußt wird. Diesem Grunde entstammt das Bestreben der Ingenieure, durch Anordnung eines wasserdichten Schutzes den Mauerkörper dauernd trocken zu halten und ihn dadurch der Wirkung des Auftriebes zu entziehen.

Zu diesem Zweck wurde bei den neueren deutschen Talsperren, z. B. in Solingen,[1]) nach dem Vorschlage von Intze, dem bewährten Meister auf diesem Gebiete, auf der Innenseite der Mauer eine bis in den Felsuntergrund hineinreichende Schutzschicht, bestehend aus einem Zementverputz mit Siderosthenanstrich, angebracht. Diese wurde ihrerseits im unteren Teile durch eine Erdanschüttung und im oberen durch eine Verblendmauer von etwa 60 cm Stärke, die schwalbenschwanzförmig in das Hauptmauerwerk eingreift (Abb. 230) und durch die geneigte Begrenzung des oberen Teils der Staumauer in ihrer Lage erhalten wird, vor Beschädigungen geschützt. Außerdem ist die Vorderseite der Staumauer mit einem Netz von Drainrohren durchzogen, um unter dem hohen Wasserdruck trotzdem eingedrungenes Wasser spannungslos abzuführen, bezüglich deren Anordnung der von Ehlers gemachte Vorschlag,[2]) betreffend die Fortführung der Drainage bis auf die Felssohle, Beachtung verdient.

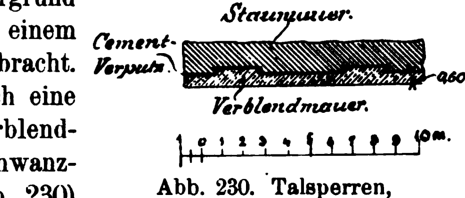


Abb. 230. Talsperren, Schutzschicht nach Intze.

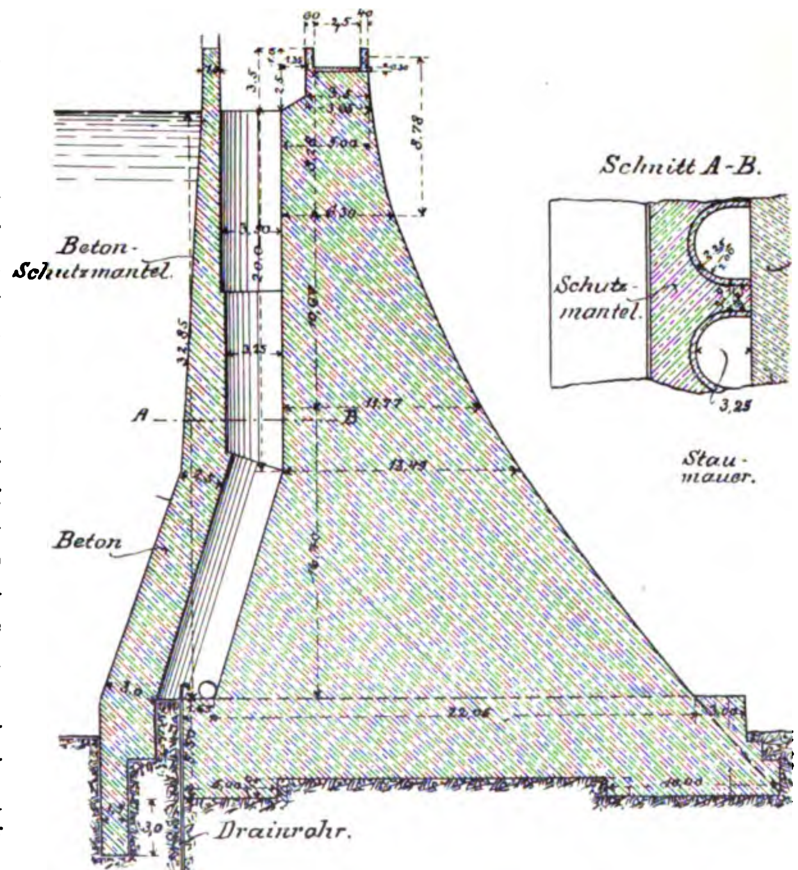


Abb. 231. Staumauer des Beckens du Ban.

Bei der Herstellung dieser Schutz-

[1]) Zeitschrift für Bauwesen 1904, S. 295ff., ebendaher Abb. 230.

[2]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1905, S. 571 ff.

mäntel scheint neuerdings nach dem Vorgange französischer Ingenieure dem Eisenbeton eine dankbare Rolle zuzufallen, indem die Schutzschicht von der eigentlichen Mauer losgelöst und so ein Zwischenraum hergestellt wird, in dem durch den Schutzmantel gedrungenes Wasser sich sammeln und unschädlich abfließen kann. Den Übergang zu dieser Bauweise bildet der vor der Sperrmauer des Beckens du Ban angeordnete Schutzmantel, das zur Speisung des Schiffahrtskanals von Montbéliard[1]) zur oberen Seine dient. Der Schutzmantel wird hier aus einer Reihe von lotrechten Betongewölben gebildet, deren Fuß herdmauerartig tief in den Felsuntergrund hineingreift (Abb. 231). Die so gebildeten, annähernd halbkreisförmigen, besteigbaren Hohlräume sind an ihrem unteren Ende verbunden und nach der Talseite der Mauer entwässert: außerdem mündet hier noch eine Reihe von Drainrohren, die, von der unteren Vorderkante der Staumauer ausgehend, bestimmt sind, etwa unter der Herdmauer durchgedrungenes Wasser unschädlich abzuführen.

In dieser Anordnung muß eine vortreffliche Maßregel gesehen werden, die den Zweck der Trockenhaltung der Staumauer und damit die Gewährleistung ihrer Standfestigkeit, allerdings unter Aufwendung beträchtlicher Mittel, ziemlich vollkommen erreichbar macht.

Letztere können durch Anwendung von Eisenbeton erheblich ermäßigt werden, wobei die große Stärke des Betonmantels, die im unteren Teil 3 m erreicht, bedeutend herabgesetzt werden kann.

Hierfür bietet der ganz in Eisenbeton ausgeführte Schutzmantel der zur Speisung des Marne—Saône-Kanals angelegten Mouche-Talsperre in Saint-Ciergues bei Langres[2]) ein Beispiel, das sich aber infolge des Fehlens von Ausgleichfugen nicht bewährt haben soll. Der Mantel besteht aus einer nur 12 cm starken, in 10 cm Abstand vor der Mauer angebrachten Platte, die in Entfernungen von je 60 cm durch lotrechte Rippen gestützt wird und mit der Staumauer verankert ist (Abb. 232).

Querschnitt.

Staumauer.

Eisenbetonschutzwand 17 m

Wasserhöhe 16 m

Abb. 232. Eisenbetonschutzwand an der Mouche-Talsperre in Saint-Ciergues.

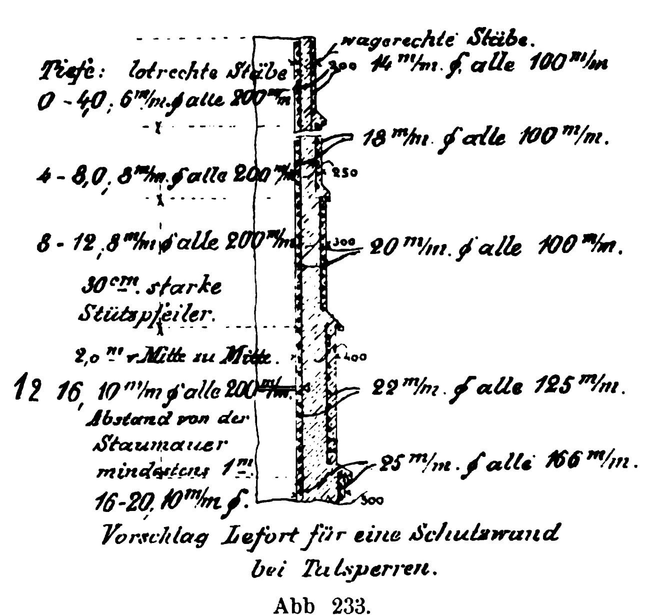


Abb 233.

[1]) Österreichische Wochenschrift f. d. öffentlichen Baudienst 1901, S. 18, ebendaher Abb. 231.
[2]) P. Christophe, Der Eisenbeton und seine Anwendungen. S. 276, ebendaher Abb. 232.

Die Bewehrung der Platte wird aus Rundeisen gebildet. Zur Erzielung von Wasserundurchlässigkeit wurde die Platte aus einer Betonmischung von 600 kg Zement auf 1 m^3 groben Sand hergestellt. Am unteren Ende sind die einzelnen Hohlräume verbunden und mit einem Sammelrohr zur Abführung etwaigen Sickerwassers in Verbindung gebracht. Zweckmäßig würde hier die Schutzmauer bis in den Felsgrund hinabgeführt und für die Entwässerung der Sohle Sorge getragen werden müssen, wie dies in dem vorigen Beispiel beschrieben ist, da sonst der Schutzmantel nur den hinter ihm liegenden Teil der Sperrmauer gegen die Wirkung des Auftriebes schützt, nicht aber verhindert, daß derselbe unter der Mauer zur Wirkung kommt.

Die gleiche Anschauung vertritt auch Lefort bei seinen Vorschlägen für die Anordnung des Schutzmantels vor Sperrmauern[1]). Er empfiehlt hierfür die in Abb. 233 dargestellte Form mit der daraus ersichtlichen Bewehrung. Der Schutzmantel verjüngt sich bei 20 m Mauerhöhe von 50 cm am unteren Ende bis auf 20 cm am oberen Rande und wird durch 2 m entfernte Stützpfeiler von 30 cm Stärke gestützt. Als Betonmischung wird behufs Erzielung genügender Dichtigkeit die Verwendung von 600 bis 800 kg Zement für den Mantel und 400 kg Zement für die Pfeiler auf 1 m^3 Beton und von halbfeinem Sand in Aussicht genommen.

Zur Erhöhung der Dichtigkeit kann auch die Einlage eines Bleches in Frage kommen, wie dies bereits bei den Kernen der Erddämme erwähnt wurde.

Verfasser empfiehlt ferner, auf die bei Wärmeschwankungen eintretenden Längenänderungen Rücksicht zu nehmen und Rissen vorzubeugen, indem in regelmäßigen Abständen Ausgleichfugen vorgesehen oder die einzelnen Felder des Schutzmantels zwischen den Pfeilern bogenförmig gestaltet werden. Außerdem hält er es für zweckmäßig, den Abstand zwischen Schutzmantel und Sperrmauer so groß zu wählen, daß die entstandenen Hohlräume zugänglich sind, und für diesen Zweck von vornherein Steigeisen anzubringen.

Einfacher ließe sich bei ganz aus Beton hergestellten Staumauern die Dichtigkeit durch Einlegung einer Blechhaut erreichen, die nach dem oben erwähnten Zieglerschen Vorschlage, Abb. 226, mit umgebogenen Rändern oder bogenförmig zur Unschädlichmachung von Längenänderungen geformt sein könnten; die Anbringung eines getrennten Schutzmantels dürfte jedoch auch hier vorzuziehen sein, da dieser die sicherste Gelegenheit gewährt, die Dichtigkeit des Schutzmittels jederzeit zu prüfen.

Unabhängiger von der Wirkung des Auftriebes sind die im Grundriß gewölbeartig gestalteten Sperrmauern, und zwar um so mehr, als ihre Standsicherheit durch die Bogenwirkung allein bedingt wird. Bei diesen Bauwerken ist es möglich und notwendig, in engen von festen Felswänden umsäumten Flußtälern die gewaltigen bei den als Stützmauern berechneten Staudämmen erforderlichen Mauerwerkmassen erheblich zu vermindern, um die zur Erzielung der Bogenwirkung erforderliche Elastizität zu erreichen.

Für diese Verhältnisse erscheint die Verwendung des Eisenbetons besonders aussichtsvoll, da derselbe die Möglichkeit gewährt, mit geringen Abmessungen und hoher Elastizität ausreichende Widerstandsfähigkeit zu verbinden.

In dieser Hinsicht sind, als Anfänge in dieser Richtung nachfolgende Ausführungen bemerkenswert, bei denen bereits Eiseneinlagen, wenn auch noch nicht im Sinne der reinen Eisenbetonbauweise zur Anwendung gelangt sind.

---

[1]) Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1902, S. 581. — Nouvelles Annales de la construction 1889, ebendaher Abb. 233.

So besteht die Barossa-Talsperre in Süd-Australien[1]) (Abb. 234) aus einer Betonmauer von 36,7 m größter Höhe und nur 1,37 m oberer und 11 m unterer, mittlerer Stärke, die nach einem Halbmesser von 61 m gekrümmt und im oberen Teile durch zwei Reihen von Eisenbahnschienen bewehrt ist. Der Herstellung der Mauer gingen außerordentlich sorgfältige Untersuchungen über die zu wählende Betonmischung voraus. Das fertige Bauwerk entspricht den gehegten Erwartungen vollkommen und zeigt genügende Elastizität, indem es sich, wie beobachtet wurde, bei Wärmeschwankungen ohne Rissebildungen ausdehnt und zusammenzieht.

Noch weiter ist man in der Verringerung der Abmessungen bei der Errichtung des Six Mile Creek-Dammes für die Wasserversorgung der Stadt Ithaka, New-York, V. St. A.[2]) gegangen (Abb. 235).

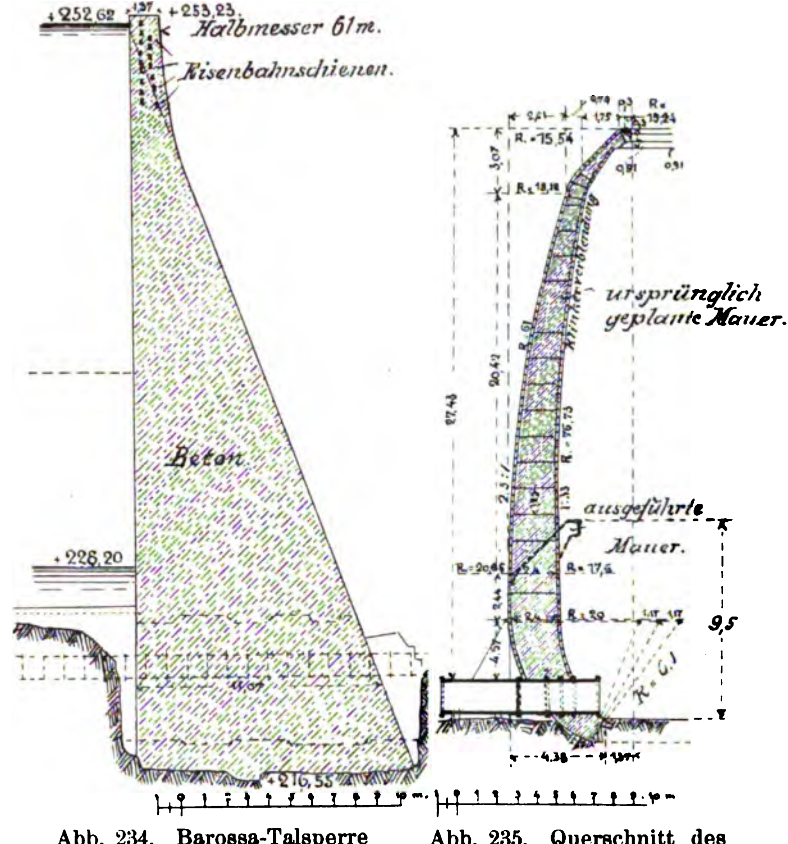


Abb. 234. Barossa-Talsperre in Süd-Australien.

Abb. 235. Querschnitt des Six Mile Creek-Dammes.

Die ursprünglich 27,4 m hoch geplante Sperrmauer hat die Gestalt des Ausschnittes aus einer Kugelschale und ist an der nur 0,6 m starken mit Gußeisen abgedeckten Krone nach einem Halbmesser von 15,24 m und an der stärksten, 2,40 m dicken Stelle nach einem solchen von 17,6 m gekrümmt.

Zur Ausführung gelangte sie jedoch nur bis 9,5 m Höhe, wie die gestrichelten Linien in Abb. 235 andeuten. Die Herstellung der Mauer erfolgte aus Stampfbeton in einer Mischung von 1 Teil Alsen-Portland-Zement, 2 Teilen Flußsand, 2 Teilen Flußkies und 2 Teilen Steinschlag, dessen Stücke unter 10 cm Durchmesser halten mußten. An den Außenseiten wurde ferner eine Verblendung aus glasierten Klinkern von 7,6 × 10 × 23 cm Größe unter Benutzung eines Mörtels von 1 Teil Zement, 1 Teil Sand und 1 Teil Steinstaub aus dem Steinbrecher angeordnet und durch 18 cm lange 3 × 12 mm starke, an den Enden umgebogene Flacheisen mit dem inneren Betonkörper verankert. Außerdem wurden hinter der Verblendung in den gleichen Mörtel auf

[1]) The Engineering Record 1905, 2. September. S. 276, ebendaher Abb. 234.

[2]) The Engineering Record 1904, 9. April. S. 447. — Zentralblatt der Bauverwaltung 1905, S. 219. — Deutsche Bauzeitung 1904, Mitteilungen über Zement usw. S. 57, ebendaher Abb. 235.

beiden Seiten wagerechte Flacheisen von 5 × 75 mm Stärke in Entfernung von 1,22 m eingelegt, alle 1,22 m durch 15 mm starke Rundeisen verbunden und dieses Eisengerippe mit einem Drahtnetz von 10 cm Maschenweite überspannt.

Mit der Anordnung der beschriebenen Eisenbewehrung war zunächst nur die Absicht verbunden, die Bildung von Rissen infolge von Wärmeschwankungen zu verhüten, es liegt jedoch auf der Hand, daß das Eisengerippe bei weiterer Ausbildung und Verstärkung nach den Regeln des Eisenbetons zu einem wichtigen, die Sicherheit des Bauwerkes erhöhenden Bauteil gemacht werden kann. Ferner würde durch die Einlage eines auch nur dünnen Eisenbleches die Dichtigkeit besser sichergestellt und dadurch an Zement bei der Betonbereitung gespart werden können. Das Bauwerk bietet daher in seiner Form und seinen Abmessungen die Gestaltung eines Gedankens, der in der Entwicklungsgeschichte des Talsperrenbaues einen Schritt vorwärts bedeutet.

Ein weiteres Mittel, um die Staumauern der Wirkung des Auftriebes zu entziehen und um Baustoffersparnisse zu erzielen, besteht in der Auflösung der Mauern in einzelne Pfeiler und Verbindung der Zwischenräume durch Gewölbe oder Platten aus Mauerwerk, Beton, Eisen oder Eisenbeton. Dadurch können mancherlei Vorteile erreicht werden; so ist z. B. die Grundrißgestaltung nicht mehr an eine bestimmte Linie gebunden, und ferner die Möglichkeit gegeben, die Abführung des Wassers während der Bauzeit ohne Anlage besonderer, kostspieliger Stollen zwischen einzelnen, vorher fertiggestellten Pfeilern hindurchzuleiten und Entnahmevorrichtungen zwischen den Pfeilern in beliebiger Zahl und Höhenlage anzuordnen. Außerdem aber kann durch geneigte Anordnung der Vorderfläche der Pfeiler und damit auch der Verbindungsgewölbe bezw. Platten, ähnlich wie bei den oben erörterten, hohlen Überfallwehren, mit Leichtigkeit erreicht werden, daß die Mittelkraft aus Wasserdruck und Eigengewicht durch die Mitte der Pfeiler oder doch in die Nähe derselben fällt und dadurch die Beanspruchung in der Gründungsfuge sehr günstig verteilt wird.

Weitere Vorteile dieser Bauweise bestehen in der stärkeren Heranziehung der Druckfestigkeit der verwendeten Baustoffe, die sonst bei den Stützmauerquerschnitten an vielen Stellen nur durch ihr Eigengewicht wirken, in der bequemen Zugänglichkeit und Beaufsichtigung aller Teile und in der Sicherheit, die für die Unterlieger dadurch entsteht, daß der Bruch eines Verbindungsgewölbes nicht den Einsturz der ganzen Mauer zur Folge hat, sofern die einzelnen Pfeiler stark genug bemessen oder gehörig miteinander verankert sind. In diesem Falle wird nur eine verhältnismäßig kleine Öffnung frei und dadurch ein allmähliches, unschädliches Abfließen der aufgespeicherten Wassermassen gesichert. Endlich finden unter den Gewölben durchsickernde Quellen ungehinderten Abfluß, ohne schädlichen Druck ausüben zu können.

Die wasserseitige Dichtung könnte bei Mauerwerkgewölben durch einen der oben beschriebenen Schutzmäntel, bei Beton- oder Eisenbetongewölben und -Platten, wie oben mehrfach erwähnt, durch eingelegte dünne Eisenbleche erfolgen, die im Verein mit den übrigen Eiseneinlagen gleichzeitig an der Bewehrung des Bauwerkes mitwirken. Der Einfluß der Wärmeschwankungen würde bei Gewölben unschädlich bleiben, dagegen bei Eisenbetonplatten durch Ausgleichfugen über jedem zweiten Pfeiler vermieden werden können.

So groß aber auch die Zahl der mit der aufgelösten Bauweise verbundenen Vorteile ist, so gering ist die Zahl der Ausführungen auf diesem Gebiete, von denen die in Ogden, Utah[1]) errichtete und in Abb. 236 dargestellte Anlage erwähnenswert ist.

[1]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1897. S. 450, ebendaher Abb. 236.

Der 120 m lange Staudamm ist in seinem mittleren Teil in 7 Öffnungen von 9,75 m Lichtweite zwischen 5 m starken Betonpfeilern aufgelöst, die die Gestalt eines oben abgestumpften Dreiecks haben und durch halbkreisförmige Betongewölbe verbunden sind, deren Stärke von 2,40 m im unteren Teile sich bis auf 1,80 m nach oben zu verjüngt. Wasserseitig ist ein 6,5 mm starker Stahlplattenbelag angeordnet, der aus unter sich vernieteten und verstemmten Blechen besteht, die durch Bolzen mit dem Beton verankert und an der Berührungsfläche mit demselben ohne Anstrich geblieben sind. Besser wäre jedenfalls die vollständige Einbettung dieser Bleche gewesen, da sie dann gegen Rosten sicheren Schutz gehabt hätten.

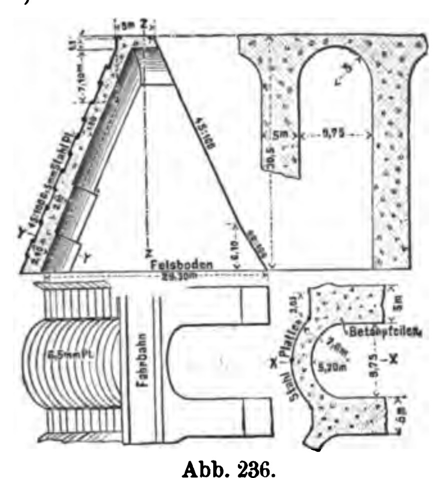


Abb. 236.
Betonstaudamm mit Stahlbekleidung.
Ogden, Utah.

Im übrigen wird die Bauweise derartiger Talsperren unter Anwendung des Eisenbetons sowohl in den Pfeilern und Verbindungsteilen sich an die Formen der von der Ambursen-Gesellschaft ausgeführten Überfallwehre nähern, gewissermaßen nur eine Vergrößerung dieser Bauwerke darstellen.

In der gleichen Richtung bewegt sich auch der in Abb. 237 dargestellte Vorschlag,[1]) bei dem die Dichtung aus einer 10 cm starken Eisenbetonschicht gedacht ist.

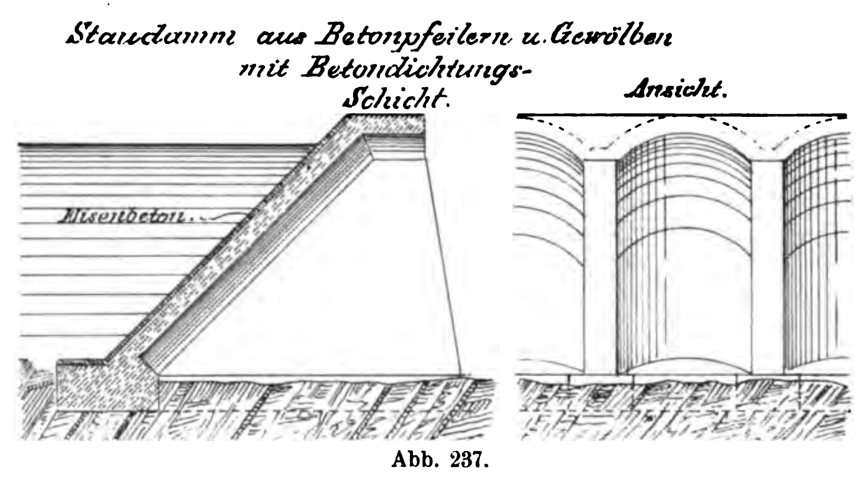


Abb. 237.

Unter Anwendung der Eisenbetonbauweise erstrebten in eigenartiger Weise Ziegler und H. Schacht[2]) in ihrem Entwurfe für die Saaletalsperre zwischen Ziegenrück und Saalfeld, die Verminderung des Baustoffverbrauchs bei hoher Festigkeit. Der in Abb. 238 dargestellte Querschnitt und Grundriß zeigt zunächst die Beibehaltung der üblichen, im Grundriß bogenförmig angeordneten Stützmauerform, die aber nun in zwei eisenbewehrte Wände aufgelöst ist, die durch wagerechte und lotrechte Eisenbetonrippen verbunden sind, so daß in lotrechter Richtung ein stehender Eisenbetonkragträger mit gezogener, wasserseitiger und gedrückter, talseitiger Gurtung entsteht, neben dem in den wagerechten Schnitten ein Bogenträger zur Wirkung gelangt, dessen Gurtungen gleichfalls die Außenwände bilden. Außerdem ist die Vorderwand herdmauerartig in den Untergrund verlängert, so daß sie bei ihrer Keilform in gewissem Sinne eine Verankerung der gezogenen Gurtung des Kragträgers darstellt. Zur völligen Dichtung hat

[1]) Saliger, Der Eisenbeton in Theorie und Konstruktion 1906, S. 214, ebendaher Abb. 237.
[2]) Beton-Kalender 1907, II. Teil, S. 357 ff, ebendaher Abb. 238.

die Wasserseite muldenförmige Blecheinlagen erhalten, die den Auftrieb von der Vorderseite der Mauer selbst fernhalten. Empfehlen dürfte es sich aber, die Unterseite der Staumauer der Wirkung des Auftriebs zu entziehen, die durch das Durchsickern einzelner Wasseradern unter der Herdmauer entstehen könnte, indem in der

Querschnitt. Grundriß.

Abb. 238. Eisenbetontalsperre nach Ziegler und Schacht.

Ecke zwischen Herdmauer und Unterseite der Mauer Drainrohre eingelegt werden, die mit dem untersten Hohlraum in Verbindung gebracht werden, so daß das Sickerwasser unschädlich austreten und abfließen kann.

In dem Entwurfe ist ein neuer beachtenswerter Gedanke niedergelegt, der zu erheblicher Baustoffersparnis und Abkürzung der Bauzeit führen kann und die vielseitige Anwendungsfähigkeit der Eisenbetonweise beleuchtet.

Erwähnung finde hier auch der von Hennebique herrührende, nicht zur Ausführung gelangte Entwurf für den Staudamm bei Assuan am oberen Nil[1]) der, ganz in Eisenbeton gedacht, den üblichen Stützmauerquerschnitt ganz in Pfeiler und Verbindungsplatten aufgelöst zeigt.

Bei mehrfachen Entwürfen und Ausführungen von Staudämmen in reiner Eisenbauweise handelt es sich meist darum, eine mehr oder weniger geneigte, aus Eisenträgern gebildete, mit geraden, Tonnen- oder Buckelblechen überspannte Wand durch Eisenfachwerkstreben, die in einem Betonklotz oder in dem Felsgrunde verankert sind, zu unterstützen, wobei, wie überall im Eisenbau, die mannigfachsten Anordnungen möglich sind, von denen einige an den angezogenen Stellen beschrieben werden.[2])

Die hierbei auftretenden Eisenfachwerke könnten auch aus Eisenbeton nachgebildet werden, so daß z. B. Talsperren aus Eisenbetongewölben gestützt durch Eisenbetonfachwerke denkbar sind, die gegenüber der reinen Eisenbauweise den Vorteil geringerer Unterhaltungskosten besitzen würden.

4. Turbinenkammern.

Zur Ausnutzung der durch die Wehre und Staumauern aufgespeicherten Wasserkräfte werden entweder in unmittelbarer Nähe der Stauwerke, bisweilen sogar in ihnen

[1]) Beton u. Eisen 1902, Heft III, S. 4.

[2]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1898. S 531. — The Engineering Record 1898, S. 404. — Journal of the Western Society of Engineers 1905. Band X. S. 615.

19*

selbst, oder in größerer Entfernung Kraftwerke angelegt, in denen durch Wasserräder oder Turbinen die angesammelte Energie zur Arbeitsleistung herangezogen wird.

Zur Verbindung der Stauanlagen mit den Kraftwerken dienen offene oder geschlossene Rohrleitungen, bei denen Eisenbeton bereits in umfangreicher Weise Verwendung findet (vergl. Kap. VI, Abschn. g, Lorey, Röhrenförmige Leitungen, Kanalbrücken).

Ferner bildet Beton den bei der Herstellung der Kraftwerke am meisten benutzten Baustoff, da seine leichte Anpassungsfähigkeit an jede gewollte, beliebig gekrümmte Form, wie sie bei derartigen Anlagen, wo es sich darum handelt, Wasser tunlichst ohne große Reibungsverluste in bestimmte Bahnen zu leiten, stets vorkommt, ihn hierzu hervorragend befähigt.

Die Wasserkraftanlagen setzen sich im allgemeinen zusammen aus dem Obergraben, der sich meist vor dem Werke erheblich erweitert, um einen möglichsten Ruhezustand des Wassers vor dem Eintritt in die Turbinenräder anzustreben, aus der eigentlichen Turbinenkammer, in der die Turbinenräder mit den zugehörigen Wellen und Lagern aufgestellt werden, und dem Untergraben, der den Austritt des Kraftwassers vermittelt. Vor den Turbinenkammern werden zur Fernhaltung von treibenden Gegenständen und anderen Verunreinigungen eiserne Rechen angeordnet, deren Stäbe gewöhnlich geneigt und herausnehmbar aufgestellt werden.

Bezüglich der Gestaltung der Turbinenkammern ist hervorzuheben, daß sie geräumig und leicht zugänglich anzulegen sind und einen sicheren Verschluß gegen das Oberwasser besitzen müssen, um Untersuchungen und Ausbesserungen der maschinellen Teile leicht vornehmen zu können. Zur Entfernung des nach dem Abschluß der Kammer noch zurückbleibenden Wassers ist außerdem noch ein besonderer Abflußkanal nötig.

Ebenso wie der Obergraben ist auch der Untergraben reichlich zu bemessen, damit das vorhandene Gefälle tunlichst vollständig ausgenutzt wird; in denselben reichen die aus Eisenblech oder Beton hergestellten Saugerohre der Turbinen, die zweckmäßig so hergestellt werden, daß sie das verbrauchte Wasser in richtiger Richtung und angemessener Geschwindigkeit fortleiten.

Wie bereits erwähnt, bildet bei der Errichtung dieser Anlagen der Beton den Hauptbaustoff; neuerdings mehren sich aber auch die Beispiele, bei denen durch die Anordnung von Eiseneinlagen die Festigkeit der Bauteile bei gleichzeitiger Baustoffersparnis erhöht wird.

In umfangreichem Maße ist dies der Fall bei den Rechenanlagen am Obergraben der Ontario Power Co. an den Niagarafällen.[1])

Das von diesen Anlagen am weitesten nach oberhalb belegene Bauwerk ist bestimmt, Eisschollen und treibende Baumstämme von der Kraftanlage abzuweisen, und bereits unter den beweglichen Wehren auf S. 276 beschrieben. Durch diese Anlage hindurchgegangene Körper, wie Sand, Steinstücke und andere Körper, die am Grunde des Vorbeckens entlang treiben, werden durch Gitter in einer zweiten Anlage aufgefangen und entfernt.

Das hierzu dienende Bauwerk besteht aus zwei Reihen von Eisenbetonpfeilern, die durch Eisenbetonbalken und Decken verbunden sind und ein Haus tragen, in dem Laufkrane zur Handhabung der Gitter und der Vorrichtungen zur Entfernung der aufgefangenen Fremdkörper fahrbar angeordnet sind.

Die gesamte Rechenanlage ist 97,5 m lang und in der Plattform etwa 9,65 m breit. Die einzelnen 0,61 m starken Pfeilerpaare bestehen aus einem nach oberhalb belegenen prismatischen und einem die Gitter stützenden, trapezförmigen Teil (Abb. 239) und

[1]) The Engineering Record 1905. 14. Januar, S. 55.

sind in 6,1 m Entfernung von Mitte zu Mitte angeordnet (Abb. 240). Sie sind sowohl in der Längs- als auch in der Querrichtung durch Eisenbetonbalken verbunden und

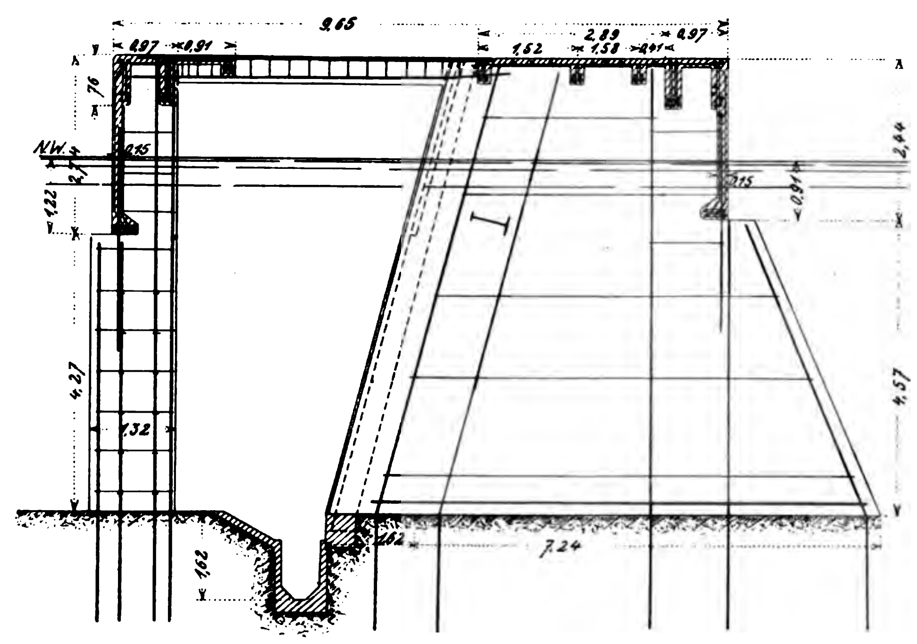


Abb. 239. **Rechenanlage der Ontario Power Co. an den Niagarafällen, Querschnitt durch den Unterbau.**

tragen an der Ober- und Unterwasserseite lotrechte Schutzwände aus dem gleichen Baustoff von 2,74 bezw. 2,44 m Höhe, die 1,22 bezw. 0,91 m unter den Niedrigwasserspiegel hinabreichen, um solche treibenden Gegenstände, die durch den oberen Einlaß gelangt sind, festzuhalten. Zwischen den Pfeilerreihen befindet sich unterhalb der Gitterebene ein mit Beton verkleideter Sammelgraben für Sand und Steine.

Auf der 1,53 m über Niedrigwasser angeordneten Plattform erhebt sich das ganz aus Eisenbeton hergestellte Kranhaus, in dem auf Auskragungen der Seitenwände die Schienen für die Laufkrane angebracht sind (Abb. 241).

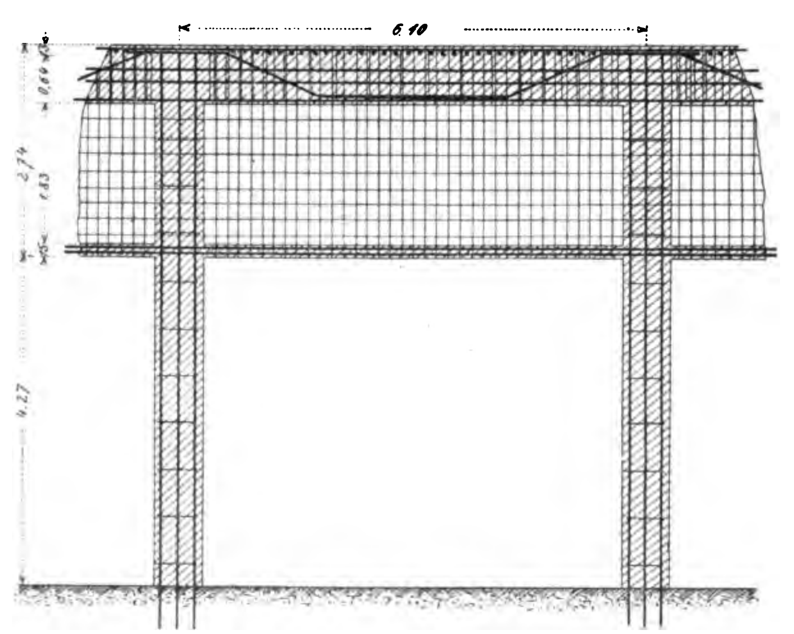


Abb. 240. **Rechenanlagen der Ontario Power Co. an den Niagarafällen, Längsschnitt durch den Unterbau.**

Zur Bewehrung der Bauteile wurden

durchweg 25 mm starke Eisenstäbe benutzt, die durch 13 mm starke Verteilungsstäbe verbunden werden und zur Verankerung der Pfeiler mit dem Untergrund 1,33 m tief in den Felsgrund eingelassen sind. Die Bewehrung der lotrechten Schutzwände besteht aus 8 mm starken Eisenstäben.

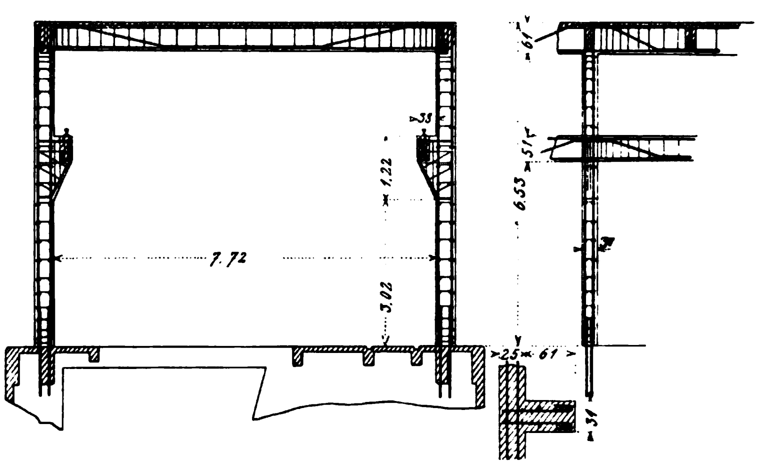


Abb. 241. Rechenanlage der Ontario Power Co. an den Niagarafällen, Längs- und Querschnitt des Oberbaues.

Die Anordnung und Verteilung der Eisenstäbe lassen die Abb. 239 bis 241 deutlich erkennen; Abb. 242 gibt ein Gesamtbild der ganzen Anlage von der Unterwasserseite aus, bei dem der untere Teil bereits von den Holzformen befreit erscheint, während die Pfosten und Balken des Kranhauses noch von denselben eingeschlossen sind.

Bei der Herstellung der Turbinenkammern wurden Eiseneinlagen, und zwar hauptsächlich in der Gestalt von I-Eisen von jeher verwendet zur Verstärkung der Decken und Wände an den Stellen, wo größere Spannweiten oder Einzellasten auftraten. In erweitertem Sinne besitzen daher die meisten dieser Bauwerke bereits Bauteile aus Eisenbeton.



Abb. 242. Rechenanlage der Ontario Power Co. an den Niagarafällen während der Herstellung.

So sind z. B. bei dem Elektrizitätswerk der Karbidfabrik Lechbruck[1]) an verschiedenen Stellen in der eigentlichen Turbinenkammer und in der Decke des Untergrabens I-Eisen eingelegt worden.

Ferner wurden in noch ausgedehnterem Maße Eiseneinlagen bei den Turbinenkammern des Elektrizitätswerks Gersthofen am Lech benutzt.

In besonders umfangreichem Maße fand die Anwendung von Eiseneinlagen statt bei der in der Rhône bei Chèvres, 6 km unterhalb Genf, errichteten Kraftanlage.

[1]) W. Wagenbach, Neuere Turbinenanlagen S. 30 und Tafel VI. Abb. 1, sowie S. 63 bis 65 und Tafel XXI, Abb 3; ferner ebenda S. 37 bis 41; daher auch Abb. 243. — Beton u. Eisen 1906, Heft IV, S. 90 u. 91 und Tafel IX, ebendaher Abb. 244.

Während bei der älteren, fünf doppelte Curtis-Turbinen enthaltenden Anlage die Bewehrung der Turbinenkammern im wesentlichen mit I-Eisen vorgenommen wurde (Abb. 243), geschah dies bei der neueren, zehn vierfache Zentrifugalturbinen umfassenden Gruppe nach der Bauweise Henne-bique (Abb. 244), aus der die Führung des Wassers zu den einzelnen Turbinen, die von oben und unten achsial beaufschlagt werden, erkennbar ist.

Infolge eines Brandes und der damit verbundenen Zerstörung des ursprünglichen, von Eisenfachwerkträgern gestützten Holzdaches, wurde später die ganze Anlage mit einer Eisenbetonüberdachung versehen, die Abb. 244 zeigt. Von Interesse ist das bei der Herstellung dieser Decke eingeschlagene Verfahren, bei dem die Aufgabe vorlag, die Arbeit ohne Störung des darunter befindlichen Fabrikbetriebes auszuführen; über die hierbei angewandten Maßnahmen berichtet der in der angezogenen Quelle enthaltene Aufsatz ausführlich. Beachtenswert ist bei der neueren Anlage ferner das den Oberkanal abschließende Zylinderschütz.

Abb. 243. Kraftanlage bei Chèvres, ältere Ausführung.

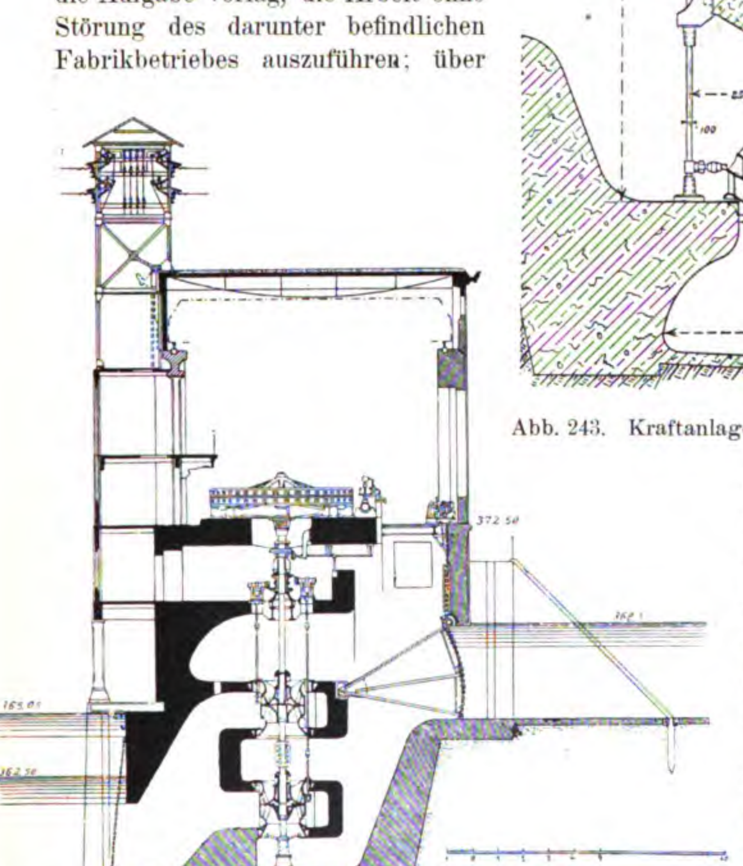


Abb. 244. Kraftanlage bei Chèvres, neuere Ausführung.

Bei diesen Beispielen fallen die bedeutenden Abmessungen einzelner Bauteile auf. Wird nun bei ihrer Anordnung auf das Zusammen**wirken von Eisen und Beton Rücksicht genommen und nicht,**

wie es meist wohl geschehen ist, das Eisen entweder nur als Zugabe zur Erhöhung der Sicherheit angesehen und als allein tragend berechnet, so werden sich erheblich geringere Abmessungen erzielen lassen, ohne an Standfestigkeit einzubüßen. Dabei wird bei gleich großen Außenmaßen an innerem Raum und an größerer Zugänglichkeit zu den bewegten Teilen gewonnen werden, oder bei gleichen Innenabmessungen an der Ausdehnung der Gesamtanlage gespart werden können.

Ein Beispiel eines ganz in Eisenbeton ausgeführten, sehr wenig Raum einnehmenden Kraftwerks zeigt Abb. 245, bei dem die Turbinenkammer unmittelbar in ein hohles

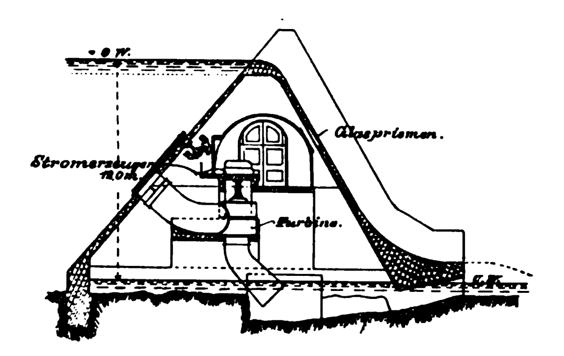


Abb. 245. Turbinenanlage in einem hohlen Wehr.

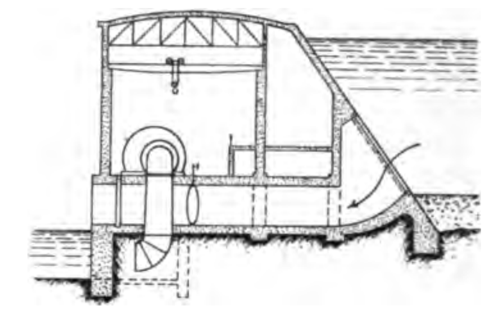


Abb. 246. Turbinenanlage im Anschluß an ein hohles Wehr.

Wehr, das in Amerika an den Cannon Falls, Pa.,[1]) von der Ambursen Hydraulic Construction Company in Boston ausgeführt wurde, eingebaut ist. Abb. 246 zeigt eine Anordnung, bei der die Kraftanlage im Anschluß an ein hohles Wehr geplant ist.

Die folgenden, von der Straßburger Firma Ed. Züblin entworfenen Turbinenkammern aus Eisenbeton lassen sich in zwei Gruppen trennen.[2]) Zunächst in solche, die

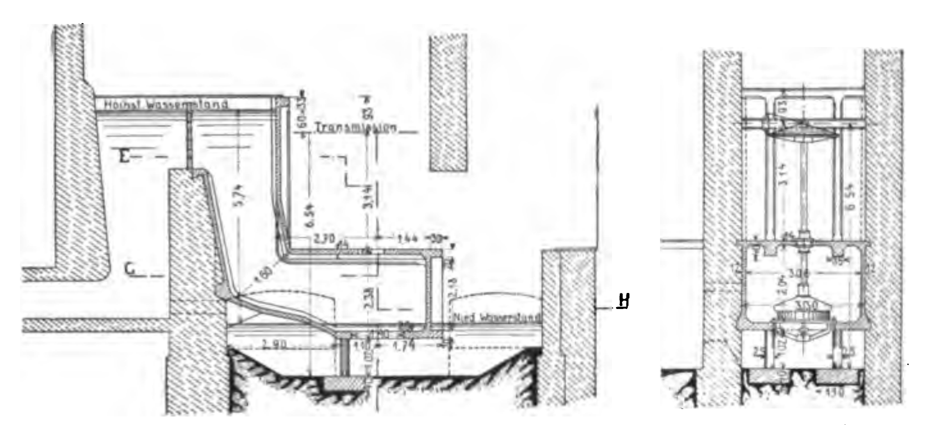


Abb. 247. Turbinenanlage in Lauterbach, Längs- und Querschnitt.

bei alten Bauten in vorhandenes Mauerwerk hineingebaut werden und bei denen nur die Zwischendecken und Leitwände aus Eisenbeton hergestellt sind, und ferner in solche, die ganz aus Eisenbeton bestehen.

Zu den ersteren gehört die in den Abb. 247 bis 249 dargestellte Turbine in Lauterbach i. E. des Herrn H. Schlumberger. Im Längsschnitt ist die Führung des Wassers und die Anordnung der Zwischendecken deutlich erkennbar. Der Eintritt des Wassers

[1]) Homer A. Reid, Concrete and Reinforced Concrete Construction. New-York. S. 625 bis 637, ebendaher Abb. 245.
[2]) Beton u. Eisen 1907, S. 71—73.

erfolgt über einen vorhandenen Mauerrücken, auf dem durch Dammbalken die Regelung bezw. der Abschluß des Wasserzulaufes erfolgen kann. Sodann bewegt sich das Wasser in dem durch die beiden Zwischendecken gebildeten Raum und gelangt nach Abgabe seiner Kraft an die Turbine in den Untergraben, aus dem es durch die ebenfalls im Längsschnitt erkennbaren, seitlichen Öffnungen weiterfließt. Die Anordnung der oberen und unteren Decke und ihre Stützung bezw. Verstärkung durch Säulen und Rippen läßt der Querschnitt erkennen. Von der nach der Bauweise Hennebique entworfenen Eisenbewehrung gibt Abb. 249 in dem Längsschnitt durch den unteren Boden und in dem Querschnitt durch beide Decken ein deutliches Bild.

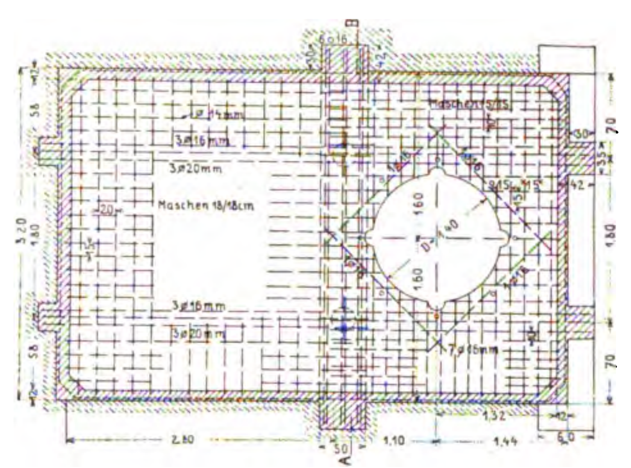


Abb. 248 Turbinenanlage in Lauterbach, Grundriß.

Einfacher gestaltet sich die Wasserführung in dem für die Fadenfabrik der Herren Schlumberger u. Co. in Gebweiler aufgestellten Entwurfe (Abb. 250), bei dem in ähnlicher Weise, wie bei dem vorigen Beispiele, die zur Leitung des Wassers dienenden Wände und die die Turbine einschließlich ihrer Lager und Transmissionen tragenden Decken aus Eisenbeton nach der Bauweise Hennebique gedacht sind.

Eine ebenfalls in bestehende Gebäude hineinzubauende Turbinenkammer zeigt der

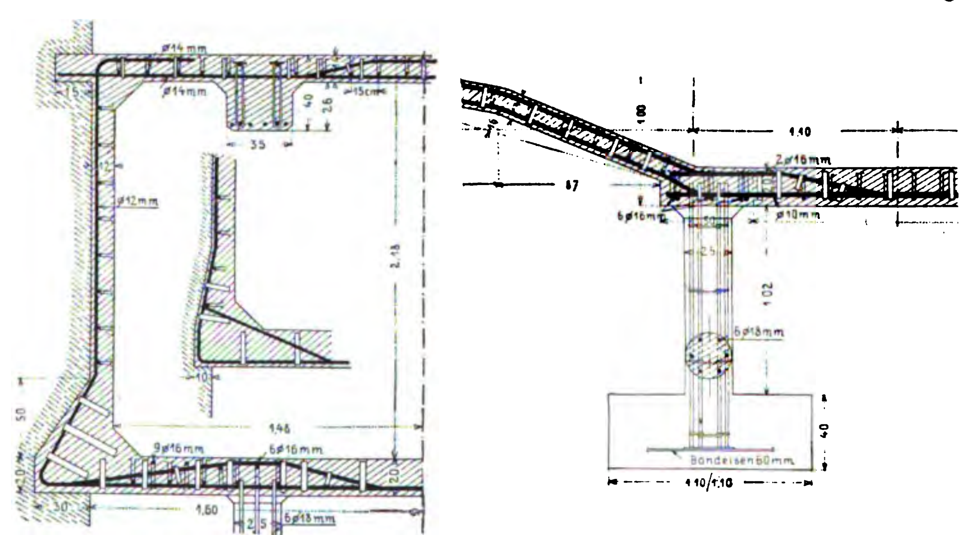


Abb. 249. Einzelheiten der Turbinenkammer in Lauterbach.

in Abb. 251 bis 253 dargestellte Entwurf der Firma Züblin, der in Alt-Thann im Elsaß zur Ausführung gelangt. Die den Längs- und Querschnitt sowie den Grundriß darstellenden Abbildungen bedürfen keiner weiteren Erläuterung.

Im Gegensatz zu vorstehenden Beispielen ist die für den Ort Sand im Elsaß geplante Turbinenkammer ganz aus Eisenbeton gedacht. Das für zwei Phönixturbinen

eingerichtete Bauwerk besteht in den unteren Stockwerken aus Eisenbetonwänden und -Decken, die an den erforderlichen Stellen durch Rippen und Auskragungen verstärkt sind. In den oberen Stockwerken dagegen sind nur die Decken und einige Pfosten der Wände einschließlich der zur Lagerung der Turbinenwellen erforderlichen Verbindungen aus Eisenbeton hergestellt. Die Ausfüllung der Wandflächen ist in Mauerwerk angenommen. In eigenartiger Weise ist die Gründung des ganzen Bauwerks gedacht (Abb. 254 und 255).

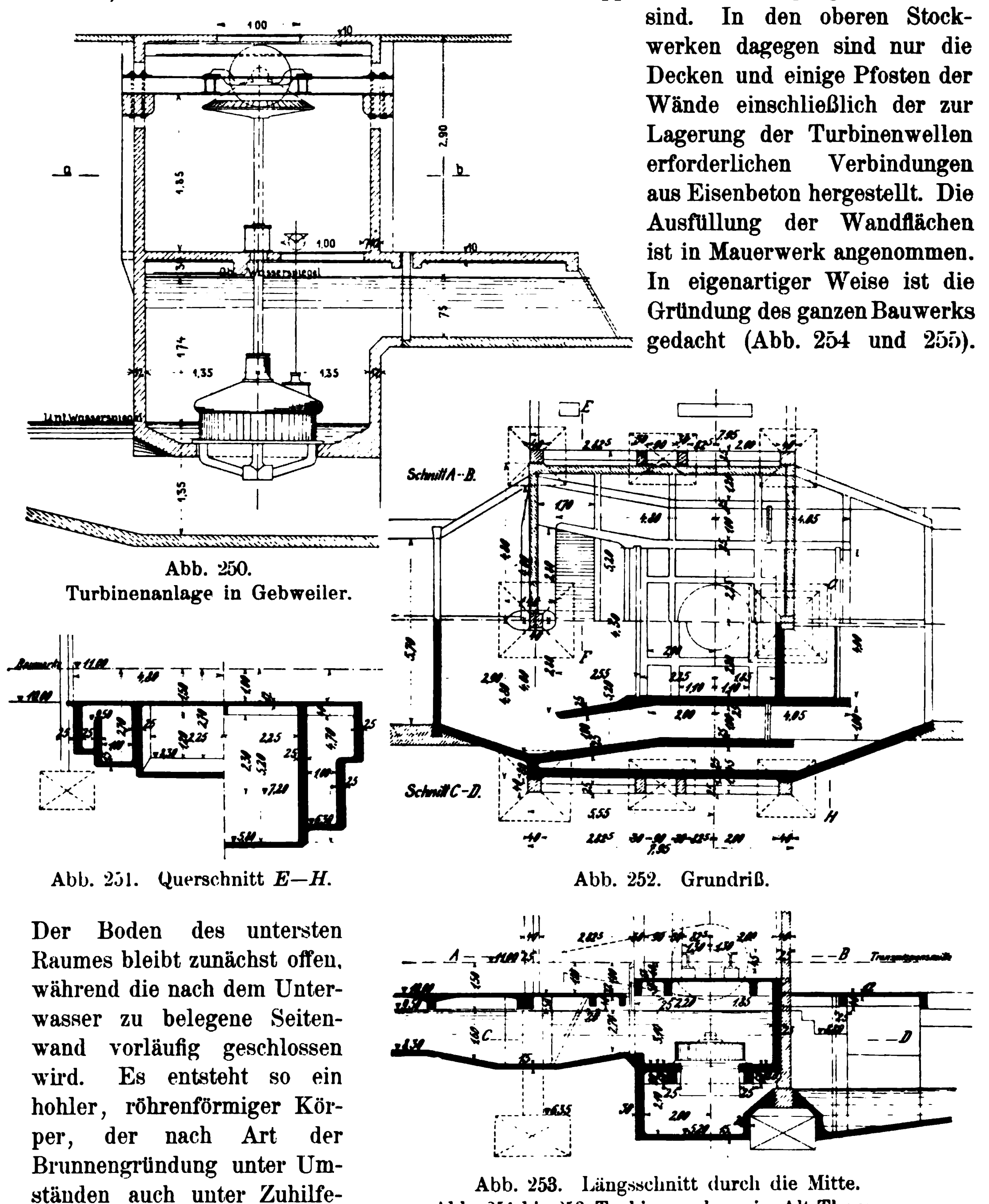


Abb. 250. Turbinenanlage in Gebweiler.

Abb. 251. Querschnitt E—H.

Abb. 252. Grundriß.

Abb. 253. Längsschnitt durch die Mitte.
Abb. 251 bis 253 Turbinenanlage in Alt-Thann.

Der Boden des untersten Raumes bleibt zunächst offen, während die nach dem Unterwasser zu belegene Seitenwand vorläufig geschlossen wird. Es entsteht so ein hohler, röhrenförmiger Körper, der nach Art der Brunnengründung unter Umständen auch unter Zuhilfenahme von Preßluft bis zu der nötigen Tiefe abgesenkt werden kann. Alsdann wird durch Einschüttung von Beton unter Wasser der Boden geschlossen und nach erfolgter Erhärtung desselben die Trockenlegung des untersten Raumes und daran anschließend der Einbau der Turbine vorgenommen.

Durch einfache und übersichtliche Anordnung zeichnet sich ferner das zu dem auf S. 273 beschriebenen hohlen Überfallwehre im Juniata-Flusse gehörige Kraftwerk[1]) aus. Das rund 63 m lange Gebäude schließt sich in gerader Verlängerung unmittelbar an das Wehr an und endigt am nördlichen Ufer des Flusses in zwei Flügeln, in denen eine Dampfturbinenanlage zur Aushilfe in Niedrigwasserzeiten und die Umformer- und Hochspannungsanlagen untergebracht sind. Die eigentliche Wasserkraftanlage besteht aus 8 durch Betonpfeiler begrenzten Gerinnen, deren Gründung bis auf den Schiefer hinabgeführt ist. Auf diesen Pfeilern ruht eine Eisenbetonplattform, auf der sich die in Abb. 256 im Querschnitt dargestellten vorwiegend aus Eisenbeton ausgeführten Bauteile des Kraftwerkes erheben. Von den 8 Gerinnen sind die beiden nördlichsten für die Aufnahme der Erregerturbinen bestimmt und je 1,83 m weit, während über den übrigen sechs, die je 4,58 m weit bemessen sind, die Erzeugerturbinen angeordnet sind.

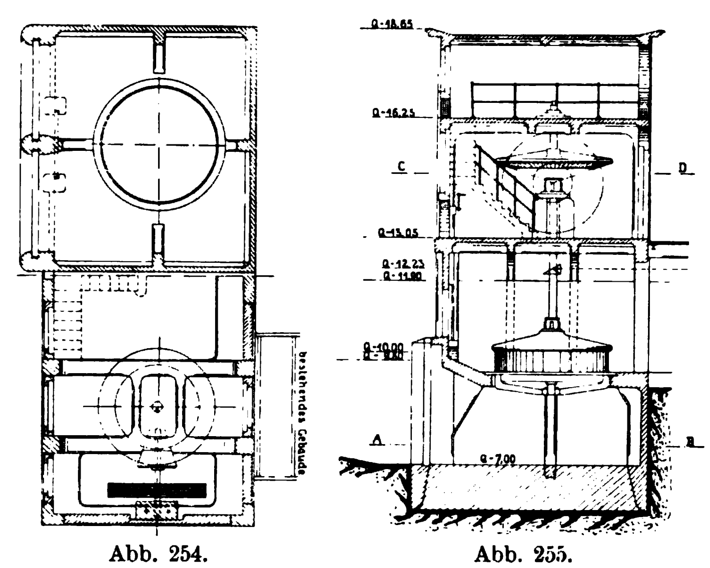


Abb. 254. Abb. 255.
Turbinenanlage in Sand.

Unmittelbar über dem Gerinne befinden sich die 8,3 m breiten Turbinenkammern, die je eine Turbine enthalten. Zur Aufnahme des Wasserdrucks ist die Außenwand dieser Räume durch Pfeiler verstärkt, zwischen denen sich die Rechenanlage befindet, während der untere Teil der Wand offen ist und durch ein den gesonderten Abschluß jeder einzelnen Kammer ermöglichendes Holzschütz verschlossen werden kann.

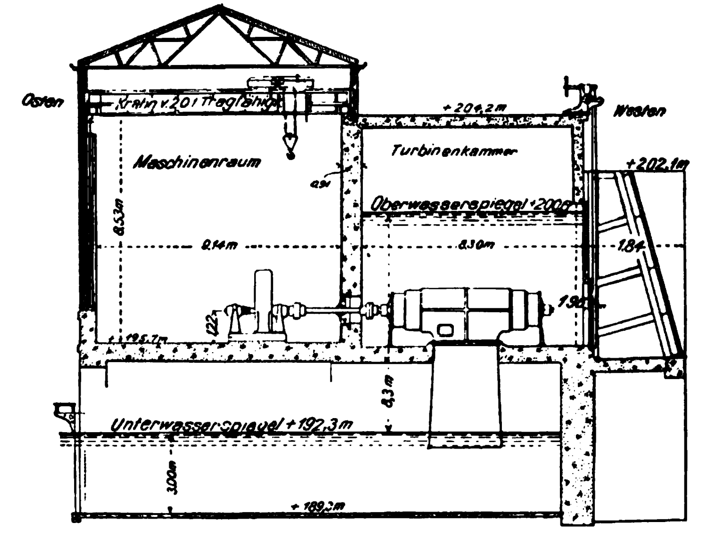


Abb. 256. Querschnitt des Kraftwerkes am Juniata-Flusse, Pa.

Das Dach der Turbinenkammern, die Fußböden und die Trennungswand zwischen beiden Räumen sind aus Eisenbeton hergestellt, über deren Anordnung und Abmessungen die angezogene Quelle nähere Auskunft gibt.

[1]) The Engineering Record, 22. Dezember 1906, S. 679 u. 680. ebendaher Abb. 256.

Die ganze Anlage zeichnet sich vorteilhaft durch den Fortfall von Zuleitungs- und Ableitungskanälen aus, so daß das zur Verfügung stehende gewöhnliche Gefälle von 8,2 m fast uneingeschränkt zur Ausnutzung gelangt. Zur Aufstellung kommen doppelseitige Morgan-Smith-Turbinen mit äußerer Beaufschlagung, von denen jede 1000 Pferdestärken bei dem angegebenen Gefälle liefert. Zur Aushilfe dient eine Dampfturbinenanlage, die für die Aufstellung von 4 Curtis-Turbinen mit den zugehörigen Stromerzeugern bemessen ist.

c) Schleusen.

Ein Bauwerk, das zwei verschieden hohe Wasserspiegel mittels einer verschließbaren Öffnung verbindet, nennt man eine Schleuse. Je nachdem nun diese Bauten vorzugsweise Ent- bezw. Bewässerungszwecken oder der Schiffahrt dienen, unterscheidet man Ent- bezw. Bewässerungsschleusen und Schiffahrtsschleusen.

1. Ent- und Bewässerungsschleusen.

Ent- und Bewässerungsschleusen, auch Deichschleusen oder Deichsiele genannt, werden in der Regel in Deichen angeordnet und sollen meist dem Binnen-

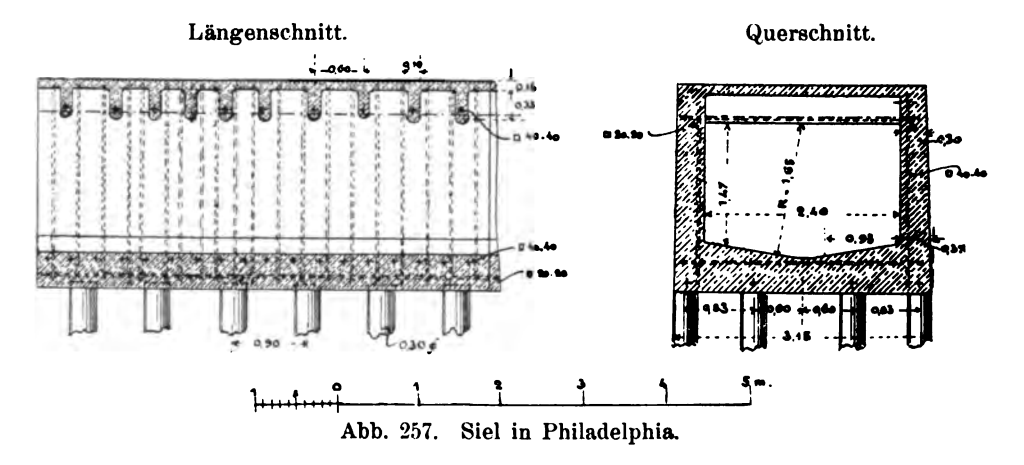


Abb. 257. Siel in Philadelphia.

wasser der eingedeichten Flächen freien Abfluß gestatten und höheren Außenwasserständen den Zutritt verwehren. Bisweilen besitzen sie auch Einrichtungen, um ein zu tiefes Absinken des Binnenwassers zu verhindern.

Die Deichschleusen bilden im allgemeinen röhrenförmige, den Deich durchquerende Körper, die je nach den von ihnen zu erfüllenden Bedingungen mit hier nicht näher zu behandelnden Verschlußvorrichtungen versehen werden.

Je nach der Beschaffenheit des Untergrundes, ihrer Größe und Bedeutung werden sie aus Holz oder Mauerwerk bezw. Beton hergestellt.[1])

Besonders an den Seedeichen wird dem erstgenannten Baustoff oft der Vorzug gegeben, weil daraus hergestellte Deichsiele den meist sehr ungünstigen Untergrund wenig belasten und kostspielige Gründungen entbehrlich machen, obgleich Holz gerade hier, unter dem steten Wechsel von Nässe und Trockenheit besonders stark leidet und häufige Ausbesserungen verursacht.

[1]) Vergl. den Abschnitt VI g, Lorey, Röhrenförmige Leitungen. Aquädukte ... aus Eisenbeton.

Nach Ansicht des Verfassers dürfte gerade für diese Zwecke die Eisenbetonbauweise geeignet sein, da aus diesem Baustoff hergestellte Bauwerke mit geringem

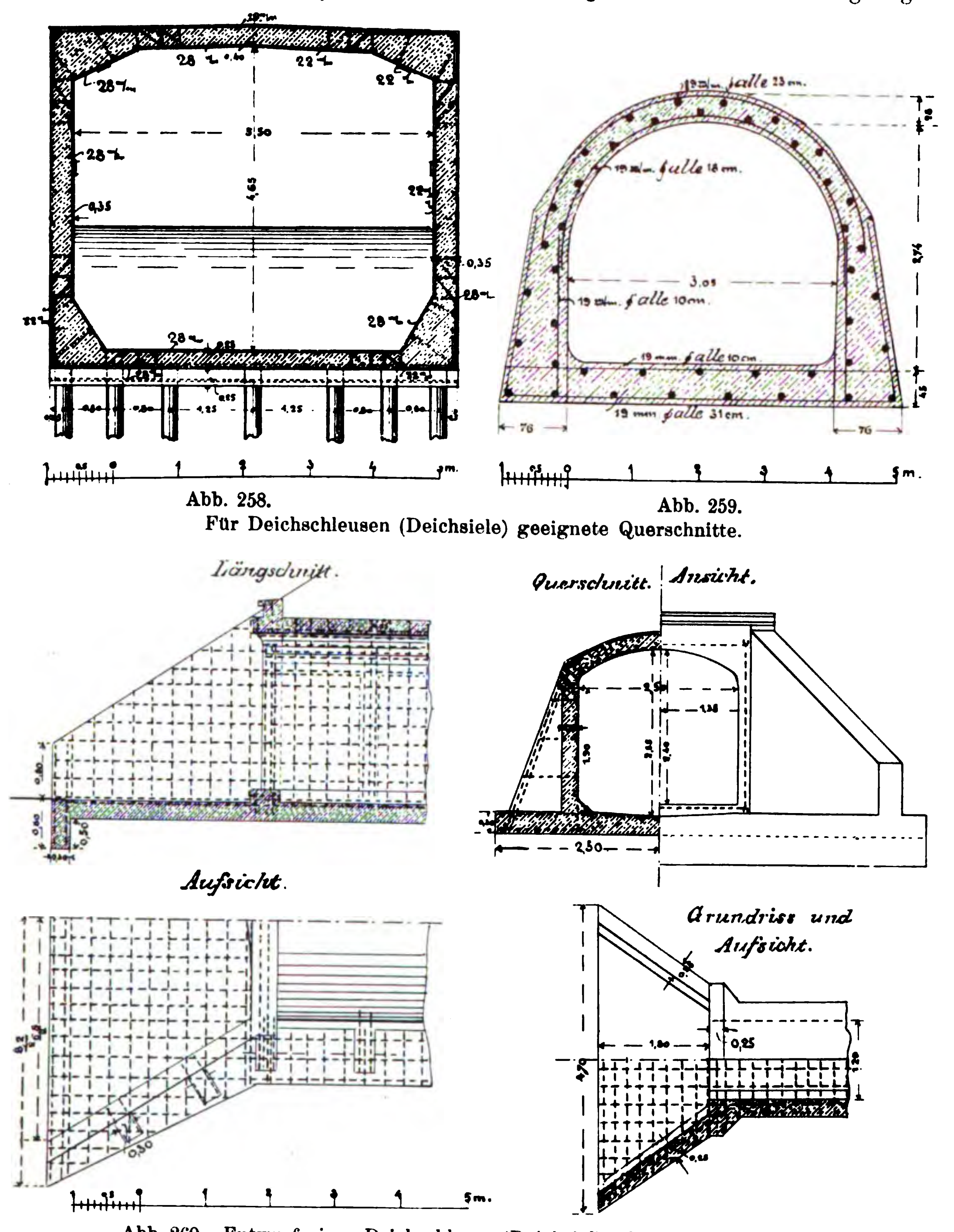


Abb. 258. Abb. 259.

Für Deichschleusen (Deichsiele) geeignete Querschnitte.

Abb. 260. Entwurf einer Deichschleuse (Deichsiel) mit zweiflügligem Tor.

Gewicht große Widerstandsfähigkeit und Dauer verbinden und den hier besonders zu schätzenden Vorzug kurzer Bauzeit besitzen. Bei dem Mangel an Ausführungen auf

diesem Gebiete möchte Verfasser daher auf einige für andere Zwecke in Eisenbeton ausgeführte Bauwerke hinweisen, die ihm unter sinngemäßer Ausgestaltung wohl geeignet erscheinen, bei der Errichtung von Deichschleusen Verwendung zu finden.

So stellt Abb. 257 einen in der Stadt Philadelphia[1]) ausgeführten Entwässerungskanal dar, der auf Pfahlrost gegründet, ganz in Eisenbeton hergestellt wurde und ebensogut den Mittelteil eines Deichsieles bilden könnte und nur der Vervollständigung durch Flügel an den Enden, durch Herdmauern oder Querspundwände, Drempel und durch die erforderlichen Verschlüsse bedarf, um als Deichschleuse zu dienen.

In gleicher Weise können die in Abb. 258 und 259 wiedergegebenen Querschnitte, von denen der erstere einem in Rotterdam unter dem großen Markt ausgeführten Schiffahrtstunnel angehört,[2]) zu Deichschleusen ausgestaltet werden.

Ebenso zeigen die in Abb. 260 und 261 dargestellten Deichsiele Anordnungen, die als Anregung zum Ersatz der sonst in Holz als sogenannte Ständer- oder Balkensiele ausgeführten Deichschleusen benutzt werden können. Bei denselben würde erforder-

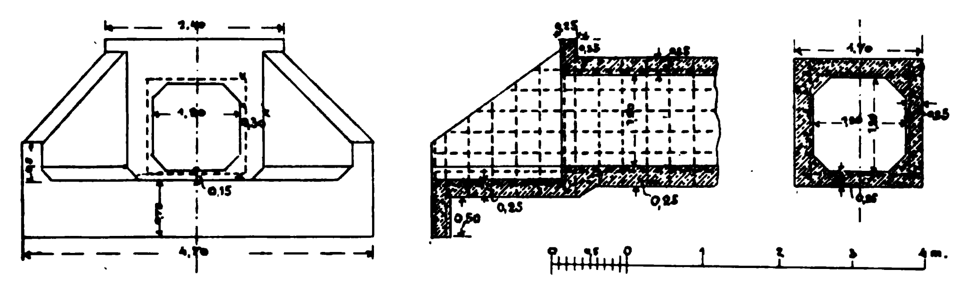


Abb. 261. Entwurf einer Deichschleuse (Deichsiel) mit einflügligem Tor.

lichenfalls die Anordnung von Pfählen bei sehr ungünstigem Untergrunde bezw. von Herdmauern oder Querspundwänden behufs Verhütung von Unter- bezw. Hinterströmung keine Schwierigkeiten bieten.

Ein bemerkenswertes Beispiel einer Deichschleuse befindet sich in dem Abschlußdamm des Charles River zwischen Boston und Cambridge an der Seite der letztgenannten Stadt.[3]) Die großartige Anlage besitzt 9 Öffnungen, von denen acht 2,29 m weit und 3,5 m hoch und durch Rollschützen verschließbar sind und nur dem Wasserabschluß dienen, während die mittlere, unten 2,44 m und oben 4,57 m weite Öffnung mit doppelten, einflügligen Drehtoren versehen ist und von kleinen Fahrzeugen als Schleuse benutzt wird. Das ganz aus Beton hergestellte Bauwerk hat in den Sohlen und Decken Eiseneinlagen erhalten, die in der Abb. 262 erkennbar sind.

Bei größeren Abmessungen werden Deichschleusen auch für Schiffahrtszwecke verwendet, und zwar sowohl in der bisher behandelten gedeckten Form als auch unter Fortfall der oberen Bedeckung. In letzterem Falle schließen sie sich eng an die Bauweise der Schiffahrtsschleusen an, und treffen alsdann die im folgenden über diese gemachten Angaben zu.

2. Schiffahrtsschleusen einschließlich Trockendocks.

Bei den Schiffahrtsschleusen wird das zwei verschieden hohe Wasserspiegel verbindende, verschließbare Bauwerk so ausgebildet, daß es Schiffen den Durchgang

[1]) Zement und Beton 1902, S. 11, ebendaher Abb. 257.

[2]) De Ingenieur 1906, 10. März, S. 178, ebendaher Abb. 258 u. 259.

[3]) The Engineering Record 1904, November 26, S. 631.

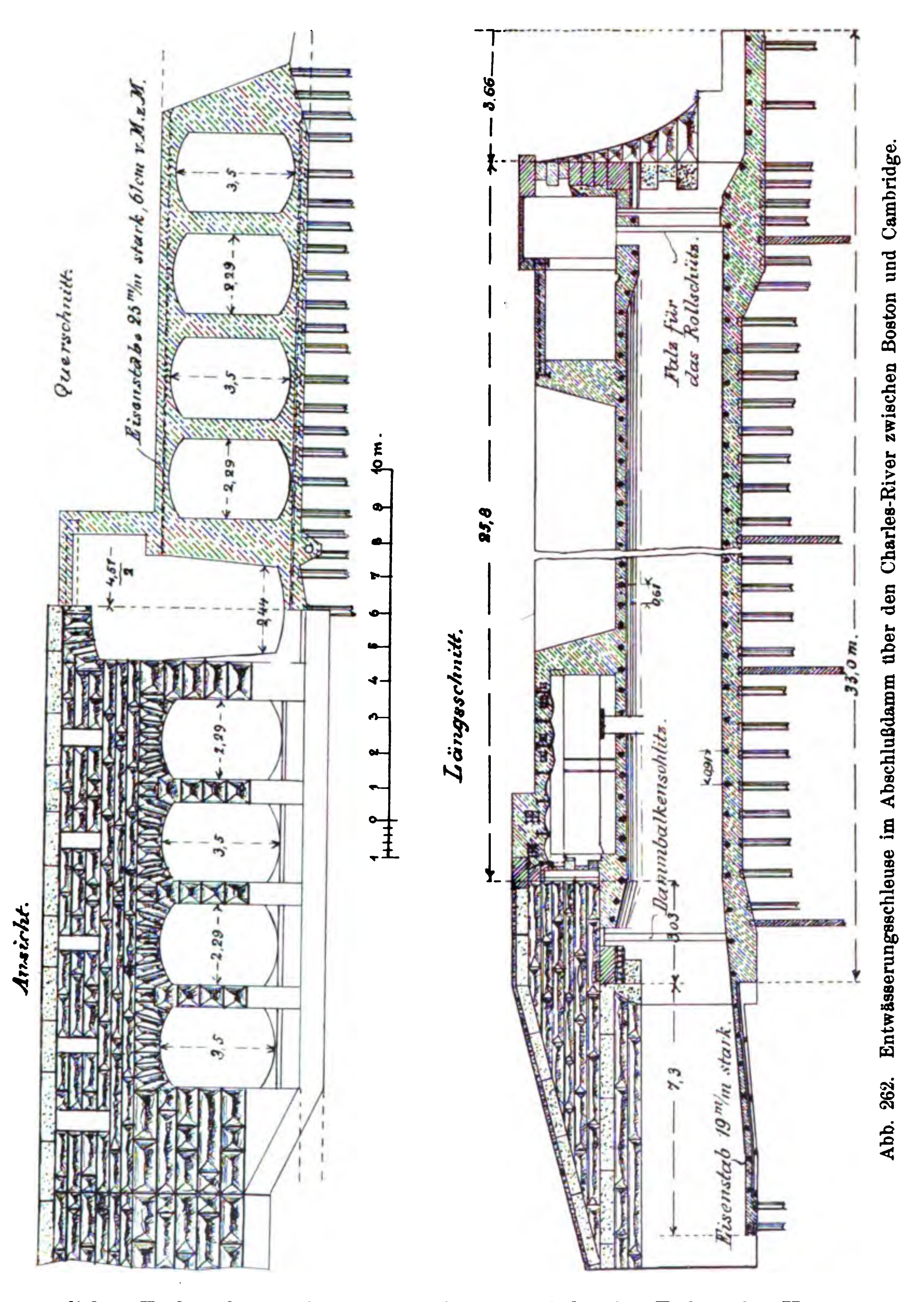


Abb. 262. Entwässerungsschleuse im Abschlußdamm über den Charles-River zwischen Boston und Cambridge.

ermöglicht. Es besteht aus den die Verschlüsse enthaltenden Teilen, den Häuptern, und einem die Schiffe während der Schleusung aufnehmenden Raum, der Kammer.

Häupter und Kammer bilden im Gegensatz zu den beweglichen Teilen den eigentlichen Schleusenkörper, zu dessen Herstellung als Baustoffe Holz, Mauerwerk, Beton und Eisen Verwendung finden.

Im allgemeinen werden die Kammern und die Häupter der Schleusen aus Körpern von U-förmigem Querschnitt gebildet, deren Boden und Seitenwände ein zusammenhängendes Ganzes darstellen.

Gleiche Formen weisen auch die Kammern und Häupter der Trockendocks auf, die daher in den nachstehenden Ausführungen mit einbegriffen sein sollen. Von obigem abweichende Bauweisen werden am Schlusse des Abschnitts behandelt.

Aus der beim Schleusenbetriebe eintretenden abwechselnden Hebung und Senkung des Wasserspiegels, wobei letztere bei Ausbesserungen bisweilen, bei Trockendocks dagegen stets bis zur völligen Entleerung fortgesetzt wird, ergeben sich die auf den Schleusenkörper einwirkenden, äußeren Kräfte, die seine Abmessungen bestimmen. Und zwar haben die Seitenwände dem Erddruck und dem äußeren Wasserüberdruck zu widerstehen, während der Boden durch die Gegenwirkung des Untergrundes und besonders bei wasserdurchlässigem Boden durch den Auftrieb beansprucht wird. Bei den mit dem Aufschwung des Schiffbaues immer größer werdenden Abmessungen der Fahrzeuge und bei der mit Rücksicht auf die Schiffahrt erfolgenden Anordnung langer Haltungen und der damit verbundenen Zusammenfassung der Gefälle haben die Abmessungen der Schleusenkörper Größen erreicht, die ganz außerordentlich hohe Kosten verursachen.

Zur Herstellung der Schleusen findet in neuerer Zeit fast ausschließlich Beton Verwendung. Dieser Baustoff wird nun infolge der den Schleusenkörpern eigentümlichen Form in der Sohlenmitte und am Anschluß der Seitenwände meist nicht zu vermeidenden Zugbeanspruchungen ausgesetzt, denen er nur in geringem Grade gewachsen ist, während anderseits seine Fähigkeit, hohe Druckbeanspruchungen aufzunehmen, nicht ausgenutzt wird. Zur Abstellung dieses Übelstandes dürfte Eisenbeton besonders geeignet sein und eine erhebliche Verringerung der Abmessungen, Kosten und der Bauzeit bei gleichzeitiger Erhöhung der Sicherheit herbeiführen.

In erster Linie wird der Eisenbeton berufen sein, bei den Schleusenböden die trotz ihrer bedeutenden Abmessungen häufig infolge der durch den Auftrieb hervorgerufenen Biegungsspannungen eintretenden Sohlenbrüche zu verhindern. Nicht zu verkennen ist jedoch, daß gerade bei den Schleusenböden die Unterbringung der Eiseneinlagen mit besonderen Schwierigkeiten verknüpft ist; immerhin aber werden die neueren Mittel des Grundbaues in vielen Fällen die Anordnung und Ausführung von Eiseneinlagen in Schleusenböden gestatten.

Am infachsten liegen die Verhältnisse, wenn die Herstellung der Schleusensohle im Trockenen in Stampfbeton erfolgt, da dann die Anordnung der Eiseneinlagen ganz nach den Forderungen des Eisenbetonbaues ohne Schwierigkeiten vorgenommen werden kann.

Gleich günstige Umstände lassen sich erreichen, wenn die Ableitung oder die künstliche Senkung des Grundwassers möglich ist. Besonders das letztere, in neuerer Zeit häufiger angewandte Verfahren hat z. B. bei den Schleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals in Holtenau[1]), bei der Charlottenburger, Wilmersdorfer und Magdeburger Kanalisation[2]), bei dem Bau der Berliner Untergrundbahn und an anderen Orten die Ausführung der Fundamentsohlen im Grundwasser außerordentlich erleichtert

[1]) Zeitschrift für Bauwesen 1897. S. 556 bis 560.

[2]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1898. S. 73, 88, 147, 199.

und ist für Schleusenbauten, wenn die Untergrundverhältnisse dies irgend gestatten, sehr zu empfehlen.

Größere Schwierigkeiten treten der Anwendung des Eisenbetons bei den unter Wasser auszuführenden Schleusenböden entgegen, deren Herstellung entweder mit Hilfe von Trichtern oder Kästen aus Schüttbeton oder unter Benutzung der Preßluftgründung aus Stampfbeton erfolgt. Im ersteren Falle würde die Einbringung von Eiseneinlagen nur möglich sein, indem zunächst eine untere Schüttbetonschicht ausgeführt wird, auf die nach Erhärtung und Trockenlegung eine Stampfbetonschicht mit den Eisenstäben aufgebracht wird. Bei der Benutzung der Preßluftgründung, vornehmlich schwimmender Taucherglocken, dagegen ist die Unterbringung der Eiseneinlagen an jeder Stelle des Schleusenbodens möglich; auch können dabei große Stablängen Verwendung finden, indem sie vorher auf den Baugrund hinabgelassen und durch die herübergefahrene Taucherglocke aufgenommen werden. Nur bei den Eiseneinlagen der Seitenwände würde ein Zusammenstücken notwendig werden, da ihre Länge durch die Höhe der Arbeitskammer beschränkt ist.

Wie aus obigen Ausführungen ersehen werden kann, ist die Anwendung von Eiseneinlagen in zahlreichen Fällen bei der Herstellung von Schleusen- und Dock-, Boden- und Seitenwänden ausführbar. Auf den dabei einzuschlagenden Weg hat schon Scheck[1]) im Jahre 1892 durch Aufstellung eines Entwurfs für eine Schleuse von 9,6 m lichter Weite und 6,85 m Wandhöhe unter Verwendung von Beton mit Eiseneinlagen hingewiesen.

Aus der hier wiedergegebenen Abb. 263 ist die dabei getroffene Anordnung ersichtlich; die Seitenmauern sind in 0,6 m dicke, durch gleich starke Strebepfeiler ver-

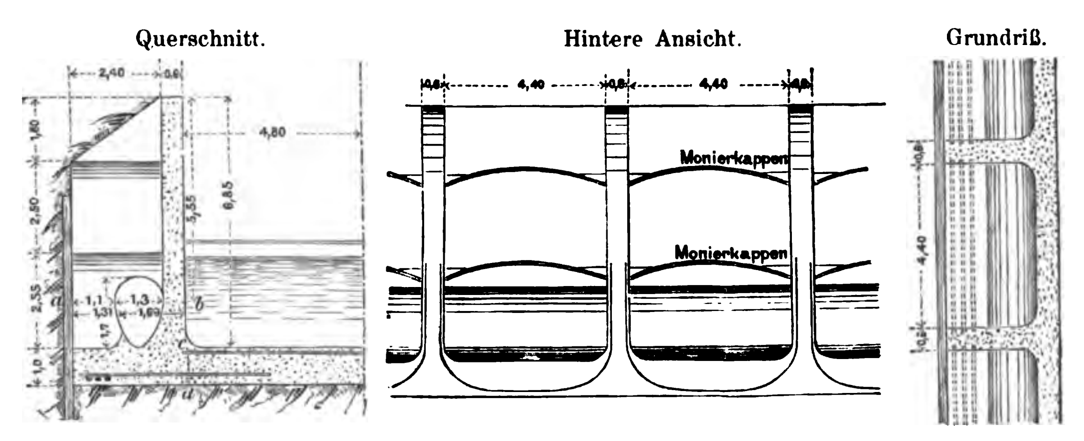


Abb. 263. Schleuse mit Wänden und Sohle aus Eisenbeton.

steifte Stützmauern aufgelöst, und die Sohle der Schleuse hat bei nur 1 m Stärke an den Stellen der stärksten Zugbeanspruchungen, in der Mitte oben und an den Seiten unten, quer zur Schleusenachse eingelegte Rundeisenbewehrungen erhalten. Außerdem sind die 5 m entfernten Strebepfeiler untereinander durch Monierkappen verbunden und mit der Sohle durch gekrümmte Eiseneinlagen verankert. Nach den in der angegebenen Quelle enthaltenen, den heutigen Anschauungen nicht mehr ganz entsprechenden Berechnungen würden zur Bewehrung der Sohle 13 Rundeisen von 26 mm Durchmesser auf 1 m Sohlenlänge erforderlich sein.

[1]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1892, S. 489 ff, ebendaher Abb. 263.

Eine vergleichende Kostenberechnung hat ergeben, daß die Ausführung aus Eisenbeton nur $^2/_3$ der Kosten einer ganz aus Beton hergestellten Schleuse verursachen würde, abgesehen von den Vorteilen, die eine kürzere Bauzeit und die damit verbundene frühere Eröffnung der Schiffahrtstraße usw. gewähren würden. Außerdem aber wird der nicht zu unterschätzende Gewinn erreicht, daß die verwendeten Baustoffe nur in dem Maße beansprucht wurden, wie sie berechnet sind, Beton auf Druck und Eisen auf Zug.

Wenn nun auch eine Ausführung in der vorbeschriebenen Weise nicht stattgefunden hat, so mehren sich doch in neuerer Zeit die Beispiele, bei denen entweder zur nachträglichen Verstärkung bezw. Erhöhung der Sicherheit oder von vornherein Eiseneinlagen bei dem Bau von Schleusen und Trockendocks benutzt werden.

So sind bei dem Kaiserdock in Bremerhaven[1]) die zur Führung der Kimmschlitten in die durch Kastenschüttung hergestellte Docksohle eingelegten Eisenbahnschienen, zu einer nachträglichen Verspannung der Docksohle benutzt worden, allerdings lediglich um die für die Kimmschlitten sowieso erforderlichen Eisenbahnschienen noch anderweit nutzbar zu machen. Dem gleichen Zweck dienten in der Mitte zwischen den Kimmschlitten 0,50 m tief in den Beton der Sohle eingelassene Eisenbahnschienen, durch die in Abständen von 1 m 0,50 m lange Rundeisen von 1 cm Durchmesser gesteckt waren.

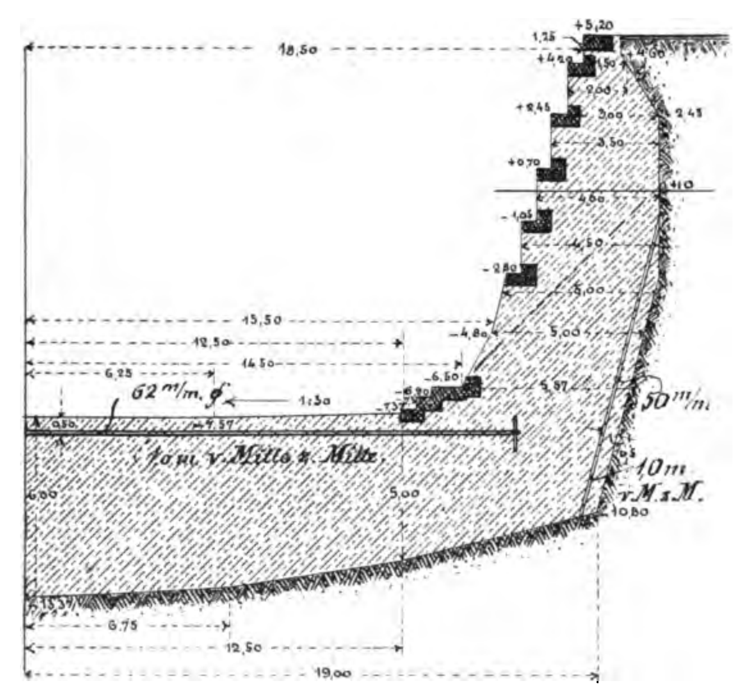


Abb. 264. Querschnitt der neuen Trockendocks in Wilhelmshaven.

Ferner wurden in die mittels Taucherglocke hergestellten Sohlen der neuen Trockendocks in Kiel[2]) in die oberste Schicht 14 m lange Rundeisen von 40 mm Durchmesser in Abständen von 75 cm eingebettet, um dem Entstehen von Längsrissen vorzubeugen.

Während bei diesen beiden Beispielen die Eiseneinlagen im wesentlichen eine während der Bauausführung angeordnete Zugabe zur Erhöhung der Sicherheit bilden, sind bei den drei neuen Trockendocks in Wilhelmshaven[3]) die Eisenbewehrungen schon bei der Aufstellung des Entwurfes und der Berechnungen vorgesehen worden. Nach den letzteren sind in der Sohlenmitte 30 cm² und zur Verankerung der Seitenmauern 19 cm² an Eiseneinlagen auf 1 m Docklänge erforderlich, die aus 62 bezw. 50 mm starken Rundeisen gebildet werden sollen und demnach in Abständen von 1 m zu verlegen sein werden (Abb. 264).

[1]) Die Bremerhavener Hafen- und Dockanlagen und deren Erweiterung in den Jahren 1892 bis 1899, S. 107.
[2]) Zeitschrift für Bauwesen 1903, S. 511.
[3]) Handbuch der Ingenieurwissenschaften, III. Teil, Bd. 8, S. 105, ebendaher Abb. 264.

Ein weiteres Beispiel bietet die in dem über die Mündung des Charles River zwischen Boston und Cambridge führenden Abschlußdamm errichtete Schiffahrtschleuse.[1])

Dieselbe besitzt bei einer Gesamtlänge von rd. 150 m eine Weite von 13,72 m und ist ganz aus Beton hergestellt und durch einen Pfahlrost unterstützt.

Der in Abb. 265 dargestellte Querschnitt der Schleusenkammer, die aus einzelnen mit Nut und Feder ineinandergreifenden Stücken von rd. 12 m Länge hergestellt wurde, besitzt am unteren und oberen Rande gekrümmte, in die Seitenwände übergreifende Eiseneinlagen von 19 bezw. 29 mm Stärke, die in Abständen von 28 bezw. 20 cm voneinander liegen. Den Verschluß der für Schiffe bis zu 6,4 m Tiefgang errichteten Schleuse bilden in seitliche Aussparungen fahrende Schiebetore.

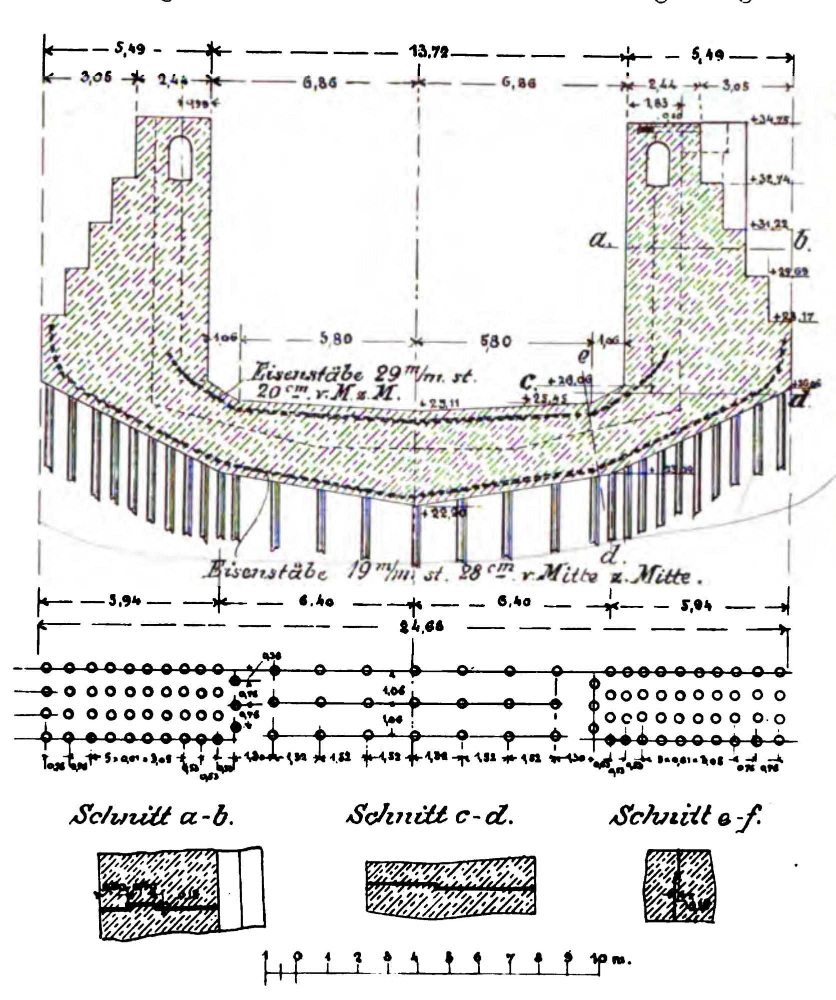


Abb. 265. Querschnitt der Schiffahrtschleuse im Abschlußdamm über den Charles River zwischen Boston und Cambridge.

Auch die Unterhäupter der Schleusen des Elbe-Trave-Kanals haben Eiseneinlagen aus 15 m langen Eisenbahnschienen Nr. 6d erhalten, die in 0,75 m Abstand dicht unter der Oberkante angeordnet sind und abwechselnd unter die Seitenmauern greifen, vergl. Abb. 1a und 1b auf Tafel 4.

Bisher wurden Kammerschleusen bei nur mäßigen Höhen von etwa 10 m aus mächtigen Bruchstein- oder Stampfbetonmauern hergestellt, welche dem Wasserdruck durch ihr großes Eigengewicht entgegenwirkten. Als sich nun die k. k. österreichische Regierung im Jahre 1903 entschloß, einen internationalen Wettbewerb für ein Kanalschiffshebewerk von 35,9 m Hubhöhe auszuschreiben, zeigte es sich, daß für die Schleusenlösung der Eisenbeton bei den meisten Entwürfen in Anwendung kam.

[1]) The Engineering Record 1904. November 26. S. 630. ebendaher Abb. 265.

Ohne auf die anderen Einzelheiten einzugehen, welche für den Entwurf von Schleusen notwendig sind, möge hier nur die Lösung bezw. die Anordnung der Mauern einzelner typischer Entwürfe angeführt werden.

Als einziger von der k. k. österreichischen Regierung zum Ankauf empfohlener Entwurf ist der Entwurf „Renaissance“[1]) zu nennen, welcher von den Ingenieuren J. Spitzer, A. Schnell, A. Schuster und A. Nowak in Wien herrührt.

Aus der Abb. 266 ist die allgemeine Anordnung des Hebewerks zu ersehen. Es besteht aus dem Schacht S, dessen Seitenmauern A und B mit 18 wagerechten a

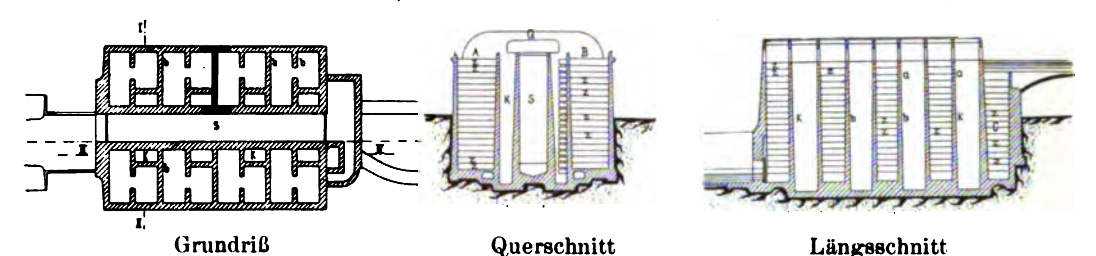


Abb. 266. Allgemeine Anordnung der Schachtschleuse des Entwurfs „Renaissance“.

und 7 senkrechten b Unterteilungen versehen sind, wodurch $17 \times 8 = 136$ Zellen gebildet werden. In diesen Zellen sind besondere Reservoire zur Aufnahme des Wassers untergebracht. An der Stirnseite ist ein Zubau C angefügt, der gleich dem Hauptbau in Zellen zerlegt ist und als Reserve dient. Die Kammern (Schächte) K sind zur Aufnahme von Steigeröhren bestimmt, welche unter dem Unterwasserspiegel in den Schacht münden und den Zellen das Wasser zuführen. Die Querverbindung Q über dem Schacht dient dazu, die Mauern gegen den Wasserdruck im Schacht zu ver-

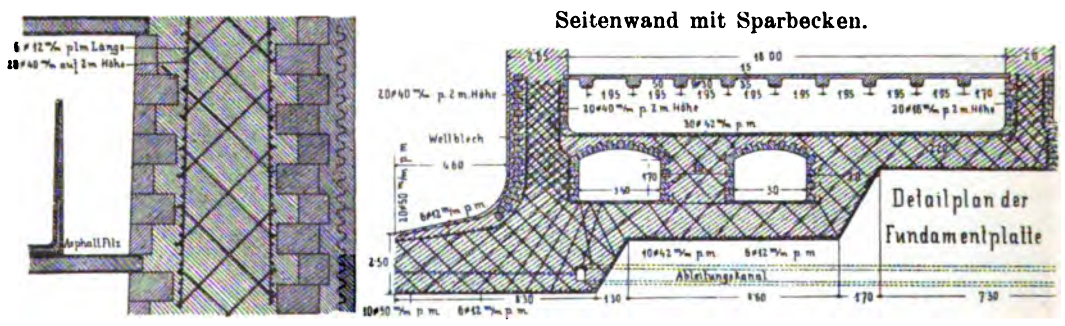


Abb. 267. Teile der Schachtschleuse des Entwurfs „Renaissance“.

steifen. Die Schachtmauern sind ganz aus Eisenbeton ausgeführt gedacht. Dem inneren Wasserdruck sowie dem äußeren Erddruck widerstehen die einzelnen Schachtteile teils durch ihr Gewicht, teils durch ihr bruchfestes Gefüge. Der Bau ist diesbezüglich in 2 Teile geteilt. Der Unterbau von der Fundamentsohle bis zur Höhe 206,5 (Abb. 269) ist als einheitliches Ganzes aufgefaßt. Der obere Teil der Schachtmauern ruht auf dem Unterbau diesen belastend auf und ist im wesentlichen aus senkrecht stehenden Eisenbetonträgern von I-Querschnitt zusammengesetzt, wie aus Abb. 266 zu sehen ist. Diese Träger werden unten durch den Unterbau, oben durch Querverbindungen gegen den Wasserdruck zusammengehalten. Unter dem Einflusse des Wasserdrucks bildet die eigentliche innere Schachtwand den Druckgurt, die in der

[1]) Beton u. Eisen 1905, S. 103.

Außenwand eingebetteten Rundeisen bilden den Zuggurt, die die innere und äußere Wand verbindenden Wände die Stege der senkrecht gestellten I-Träger. Bezüglich der Wasserdichtung und Anordnung der Reservoire sei auf die entsprechenden Kapitel des Handbuchs verwiesen.

Die Ausführung sämtlicher Mauern ist in Eisenbeton geplant. Der Beton wurde überall nur hinsichtlich seiner Druckfestigkeit in Rechnung gezogen. Die stärkeren Mauerwerkskörper wurden zwischen Betonquaderverkleidungen aufgeführt gedacht (Abb. 267), um hierdurch die bei den großen Höhen kostspielige Schalung zu ersparen und anderseits den Wandflächen ein glattes und angenehmes Aussehen zu geben. Bei Anwendung solcher Quadern bilden sich auch die unschönen und unvermeidlichen

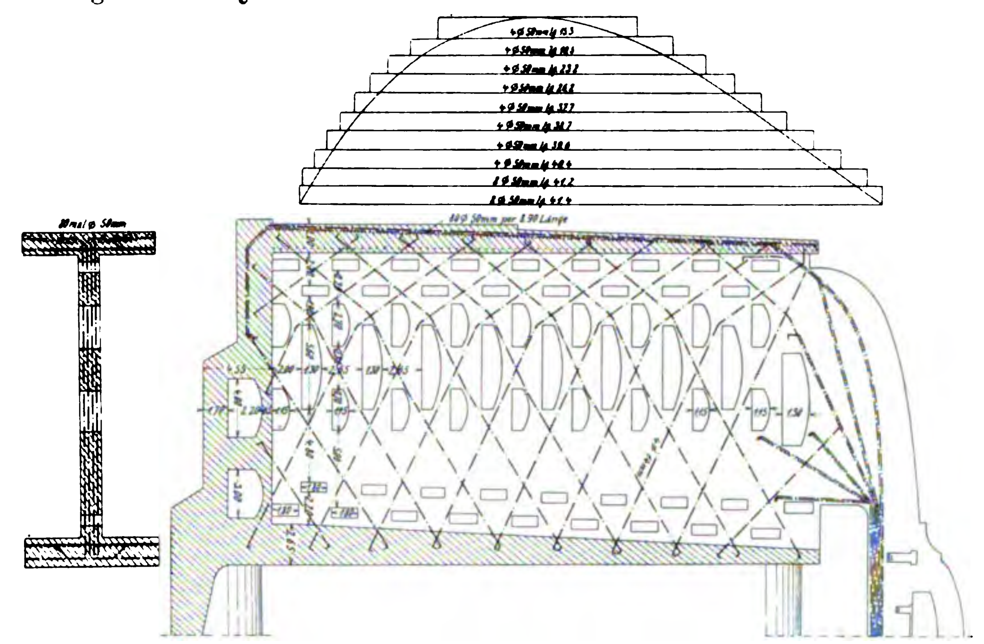


Abb. 268. Ausbildung der Schachtmauern des Entwurfs „Renaissance".

Schwindrisse nicht. Der innige Verband der Betonquaderverkleidungen und des Mauerwerkskernes wird durch doppelt schwalbenschwanzförmigen Schnitt der Quadern bezw. auch durch eiserne Anker erzielt. Die Größe dieser Kunststeine ist so gewählt, daß das Gewicht ungefähr 70 kg beträgt, so daß sie noch leicht versetzt werden können, anderseits aber genügend schwer sind, um beim Einstampfen des Betons nicht verschoben werden zu können.

Die Fundamentplatte ist ebenfalls aus armiertem Beton ausgeführt gedacht und als eingespannte Platte zwischen den Schachtwänden berechnet (Abb. 267). Ebenso sind sowohl die inneren, als auch die äußeren Schachtwände als eingespannte Platten aufzufassen, von denen erstere dem Wasserdruck, letztere dem Erddruck Widerstand leisten müssen, so daß deren wagerecht ausgeführte Bewehrung sowohl, als auch die Mauerstärke von oben nach unten zunehmen muß.

Die Quermauern bilden bezüglich des ganzen bruchfesten Gefüges der Schachtmauern die Stege der früher bezeichneten I-Träger. Ihre Ausführung ist gleich der der Schacht- und Außenmauern, dieselben erhalten hauptsächlich mit Rücksicht auf Scherkräfte im wagerechten und senkrechten Sinne eine diagonale Bewehrung, wie sie aus der Abb. 268 zu ersehen ist.

Wie aus der Abb. 269 zu ersehen ist, wurde der Unterbau auf zeichnerischem Wege auf Standsicherheit untersucht. Es sind in diesen Abbildungen S_1 das Gewicht der inneren Mauer auf eine Länge von 8,9 m, S_2 das Gewicht des senkrechten Steges ohne die obere Verbindungsrippe, S_3 die Auflagerdrücke der leeren bezw. vollen Zwischenböden auf die Stegmauer, S_4 das Gewicht der äußeren Mauer, S_5 das Gewicht der Betonsohle, W der Wasserdruck auf die innere Schachtmauer, A der Auflagerdruck des senkrechten I-Trägers.

Es wurden 2 Annahmen untersucht: a) Schleuse leer und Kammern voll, b) Schleuse voll, Kammern leer.

Der Erddruck, der für die Stabilität nur günstig wirkt, wurde vernachlässigt. Es ergeben sich dann die in Abb. 269 ersichtlichen Bodenpressungen. Infolge der in verschiedenen Richtungen auf den Unterbau wirkenden äußeren Kräfte werden Scherkräfte in wagerechtem und senkrechtem Sinne hervorgerufen und mußte der Unterbau dementsprechend bewehrt werden. Der auf diesem Unterbau befindliche Doppel-I-Träger ist durch eine 33,50 m hohe Wassersäule von der Seite aus belastet und ist daher die Momentenlinie eine kubische Parabel.

Die Ausbildung und Bewehrung dieses Trägers ist aus der Abb. 268 zu ersehen.

Abb. 269. Statische Untersuchung der Schachtschleuse des Entwurfs „Renaissance".

Als ein zweiter von der internationalen Jury gewürdigter Entwurf, bei dem der Eisenbetonbau umfangreiche Anwendung fand, ist der mit dem Kennworte „Ziehet, ziehet, hebt" zu nennen, welcher von den Ingenieuren Karl und Vincenz Pollak, Albert Milde u. Cie., G. A. Wayss u. Cie. (Ing. Wuczkowsky) und den österreichischen Siemens-Schuckertwerken verfaßt wurde. Es sei hier auch nur das erwähnt, was den Mauerwerkbau mehr oder weniger betrifft. Die Seitenwände wurden als senkrecht stehende Platten betrachtet, die in den Vereinigungspunkten mit den wagerechten Decken eingespannt sind und eine Spannweite gleich der Kammerhöhe besitzen (Abb. 270).

Der Einfluß des Wasserdrucks, ferner jener des Erddrucks sowie die Bodenpressungen bei gefüllter und leerer Schleuse, endlich die Zusammenstellung aller Kräfte, welche für die Bemessung einer Vertikalrippe maßgebend waren, sind in der Tafel XV der Zeitschrift „Beton u. Eisen", Jahrgang 1905, Abb. 5, 10, 11, 9 zu sehen. Zu erwähnen ist noch, daß die Überwindung der Höhe von 35,9 m in zwei Teilen von 17,95 m Höhe geplant ist, die Bauwerke erhalten daher bedeutend kleinere Abmessungen als bei dem früher erwähnten Entwurfe.

Wenn die Ausführung von Schleusenböden im Trockenen möglich ist, dürfte ferner auch die Auflösung derselben in einzelne, durch Platten verbundene Hauptbalken günstige Erfolge ergeben.

Während noch vor wenigen Jahren die Herstellung starker wasserdichter Betonsohlen bei Schiffsschleusen fast allgemein gebräuchlich war, haben neuere Ausführungen gelehrt, daß es zulässig ist, die Bauweise der Häupter und Kammern verschieden zu gestalten, indem die Häupter unter Beibehaltung der Betonsohle und des ⊔-förmigen, ein zusammenhängendes Stück bildenden Querschnitts als selbständige Bauwerke behandelt werden, während für die dazwischenliegende Kammer billigere Anordnungen Platz greifen.

Auf der Anschauung fußend, daß der Kammerboden bei Schleusen, wo also eine regelmäßige Trockenlegung nicht stattfindet, keine anderen Beanspruchungen zu erleiden

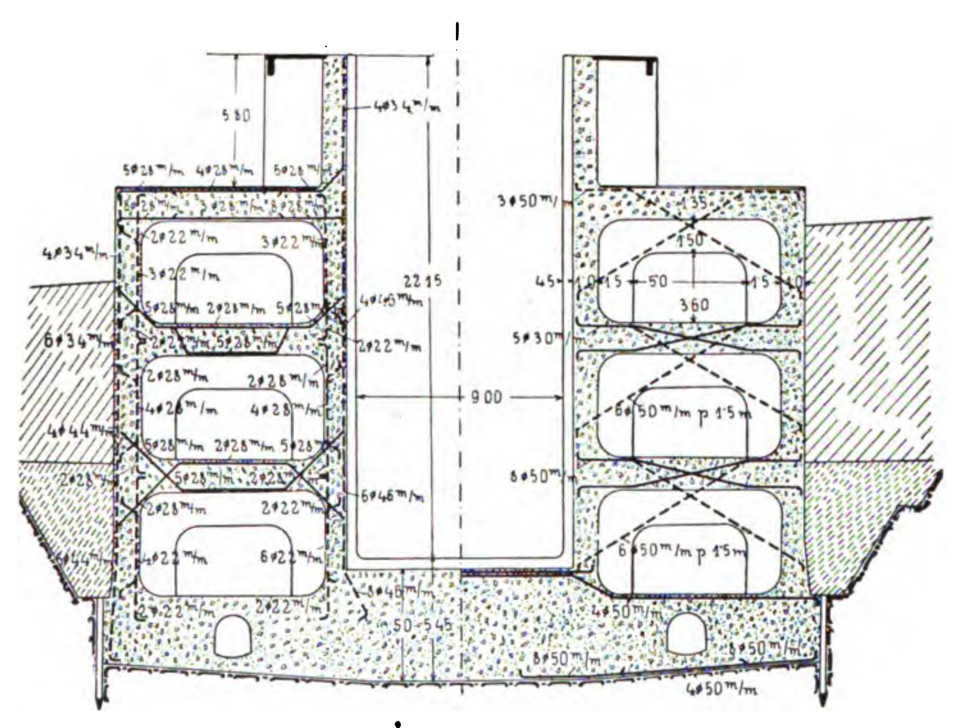


Abb. 270. Querschnitt der Schachtschleuse des Entwurfs „Ziehet, ziehet, hebt“.

hat als die Sohle der an das Oberhaupt anschließenden Schiffahrtstraße, wurde die Kammersohle nur so weit gedichtet und befestigt, als es die Beschaffenheit des Baugrundes und die bei der Füllung und Leerung der Kammer eintretenden Strömungen verlangten. In diesem Falle können die Seitenwände unabhängig von der Sohle ausgeführt werden, und zwar entweder in Form von steilen Mauern oder Bollwerken, oder endlich bei reichlichem Wasservorrat als befestigte Böschungen.

Beachtenswerte Beispiele für eine derartige Behandlung der Kammersohle unter Anwendung von Beton mit Eiseneinlagen bieten die Schleusen des Elbe-Trave-Kanals, bei denen die Kammerwände als steile Stützmauern für sich ausgeführt wurden, zwischen denen eine nur 50 cm starke Betonsohle, bewehrt mit einem Netz aus 8 mm starken Rundeisen und 33 cm Maschenweite, eingebracht wurde (Abb. 1a bis c auf Tafel 4). Gleichzeitig wurde unter der Betonsohle eine mit dem Unterwasser in

Verbindung stehende Drainage aus Schichten von feinem und grobem Kies vorgesehen, um sie der Wirkung des Auftriebes zu entziehen.

Hervorgehoben sei ferner, daß bei Schleusen mit getrennten Häuptern für die Ausbildung der Kammerwände in den unter den Uferbefestigungen gegebenen, zahlreichen Beispielen mannigfache Formen vorliegen, die bei Anwendung von Eisenbeton, den massiven Mauern gleichwertige, aber erheblich billigere Ausführungen ermöglichen. In dieser Richtung können die Schleusen bei Borssum,[1]) die Schleuse im Verbindungskanal bei Emden[2]) und die Kesselschleuse im Ems-Jade-Kanal[3]) anregend wirken.

Einen bemerkenswerten Beleg für das Gesagte bildet die Ausführung einer Schleuse mit massiven Häuptern und Eisenbetonkammerwänden im Merwede-Kanal bei Utrecht, die neben und unterhalb der vorhandenen Schleuse in den Jahren 1904 und 1905 erbaut wurde. Bei der ganzen Anlage sind die Kammerwände der neuen Schleuse, die Begrenzungsmauern des Verbindungsdammes und eine Seitenwand der vorhandenen Schleuse in Eisenbetonbauweise ausgeführt worden (siehe Abb. 271), auf der die Lage dieser Bauteile durch gestrichelte Linien sichtbar gemacht ist.

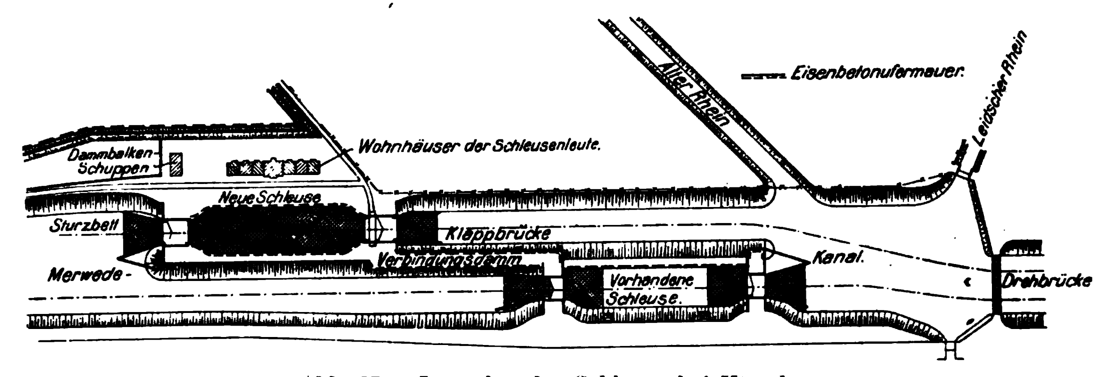


Abb. 271. Lageplan der Schleuse bei Utrecht.

Alle diese Mauern, in einer Gesamtlänge von mehr als 600 m, besitzen mit geringen Abweichungen den in Abb. 272 dargestellten Querschnitt. Sie werden durch drei Pfahlreihen, von denen eine lotrecht und die beiden anderen in einer Neigung von 3 : 1 bezw. 20 : 1 angeordnet sind, gestützt, die an Stelle des hölzernen Rostes einen solchen aus Eisenbeton tragen. Zum Abschluß der Hinterfüllungserde dient eine zwischen den hinteren Pfahlreihen befindliche Spundwand, vor der zur Erhöhung der Wasserdichtigkeit ein Koffer aus Stampfbeton angeordnet ist.

Der Eisenbetonrost besteht aus zwei Längsbalken von 0,60 m Höhe und 0,80 m Breite, von denen der eine auf der vorderen Pfahlreihe und der andere auf den beiden hinteren Pfahlreihen und der Spundwand ruht, wobei die Köpfe der vorderen Pfähle und die Spundwand 0,3 m tief in die Balken hineinragen. Diese beiden Balken sind in Abständen von 2,1 m durch Querbalken von gleicher Höhe, aber nur 0,3 m Breite verbunden, so daß ein Rahmenwerk gebildet wird, das mit einer 0,20 m starken Platte überdeckt wird, die über den hinteren Längsbalken um 0,60 m auskragt, um die Standsicherheit des ganzen Bauwerks zu erhöhen.

Auf der Rostplatte erhebt sich die unten 0,20 m und oben 0,10 m starke Vorderwand, die an der Oberkante einen nach hinten führenden Ansatz zur Unterstützung der

[1]) Zeitschrift für Bauwesen 1901. S. 449 ff. Atlas Blatt 50.
[2]) Zeitschrift für Bauwesen 1901. S. 451 und 452.
[3]) Handbuch der Ingenieurwissenschaften. III. Teil. Bd. 8. S. 106. -- Deutsche Techniker-Zeitung 1898. S. 192.

Granitabdeckplatte erhalten hat. Die Vorderwand und der Rost sind durch 0,15 m starke Strebepfeiler verbunden, die sich über den Querbalken des Rostes befinden und daher ebenfalls 2,1 m Abstand voneinander besitzen.

Die Bewehrung aller Eisenbetonbauteile geschah mit Rundeisen verschiedener Stärken in der durch Abb. 272 erläuterten Weise, deren Anordnung auch in Abb. 273, die Schleusenmauer während der Herstellung darstellend, ersichtlich ist.

Einen Blick in die fertige Schleuse zeigt Abb. 274. Die Schleusenwände sind nach der Ausschalung an der Vorderseite in einzelnen Feldern überarbeitet worden.

Abb 272. Querschnitt einer Schleusenkammer.

Auch die Begrenzungsmauern des Verbindungsdammes haben den gleichen Querschnitt erhalten, nur wurde das auskragende Ende der Rostplatte fortgelassen und die günstige Gelegenheit benutzt, die Standsicherheit der Stützmauern durch gegenseitige Verankerung

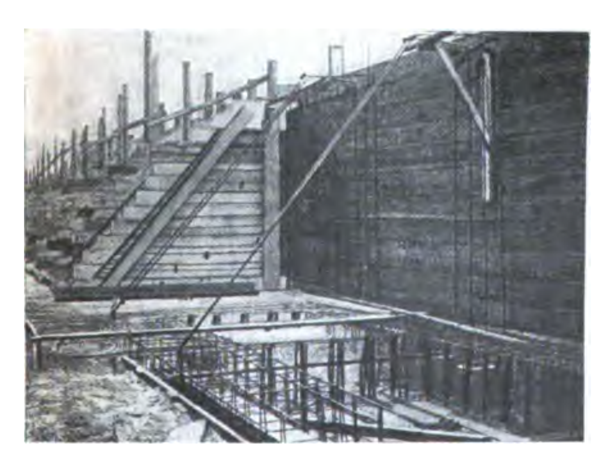


Abb. 273. Schleusenmauer während der Ausführung.



Abb. 274. Blick in die fertige Schleuse.

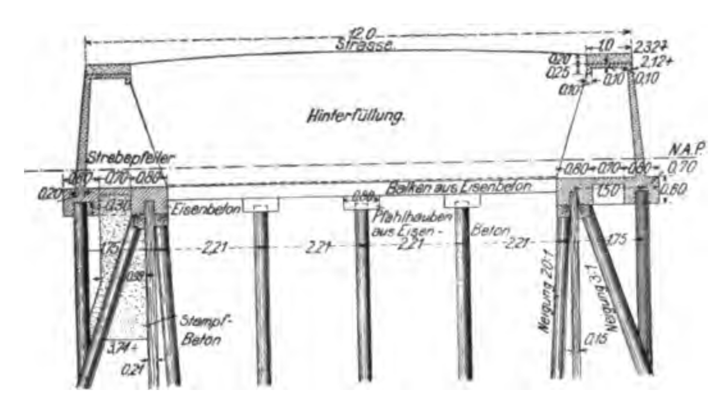


Abb. 275. Querschnitt des Verbindungsdammes.

zu erhöhen. Hierzu wurden 0,30 · 0,30 m starke Eisenbetonbalken benutzt, die von je drei Rammpfählen unterstützt wurden (Abb. 275).

Einen lehrreichen Einblick in den fertig hergestellten Verbindungsdamm nach der Ausschalung zeigt Abb. 276, auf der auch die bei jenem zweiten Strebepfeiler angebrachten Ankerbalken sichtbar sind.



Abb. 276.
Blick in den fertiggestellten noch unausgefüllten Verbindungsdamm.

Die getroffenen Maßnahmen haben sich bei der beschriebenen Bauanlage gut bewährt und eine erhebliche Kostenersparnis bewirkt. An keiner Stelle der Mauern konnte nach der Hinterfüllung ein Ausweichen festgestellt werden. Eine Befestigung der Schleusensohle hat nur soweit stattgefunden, wie es die Sicherung gegen Ausspülungen erfordert.

Zum Ersatz der für den zeitweisen Abschluß von Schiffahrtschleusen sonst gebräuchlichen hölzernen oder eisernen Dammbalken soll ein aus Eisenbeton hergestellter Verschluß dienen[1]), der den Schwimmpontons der

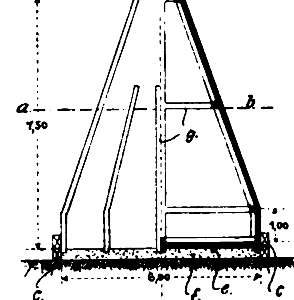


Abb. 277. Verschluß für große Schiffahrtschleusen.

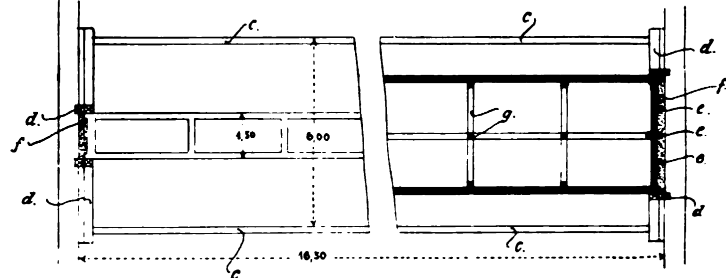


Abb. 278. Verschluß für große Schiffahrtschleusen, Aufsicht und Schnitt a—b.

[1]) Il Cemento, Mai 1905, S. 15 u. 16.

Trockendocks nachgebildet ist und aus einem hohlen, schwimmfähigen Kasten besteht (Abb. 277 u. 278).

Zum Gebrauch wird dieser an die Verwendungsstelle geflößt und durch Anfüllung mit Sand und dergl. abgesenkt. Zur Abdichtung dient eine dünne Tonschicht, die von Holzbalken *c* und *d* eingefaßt wird, die mit Hilfe von Tauchern befestigt oder in vorhandene Einschnitte eingelassen werden. Das Ponton hat im Grundriß rechtwinklige, im Querschnitt trapezförmige Gestalt und besteht aus einem von dünnen Eisenbetonwänden eingefaßten, durch Rippen und innere Absteifungen verstärkten Kasten. Außerdem sind außen an der Unterfläche und an den schmalen Seitenwänden Rippen angeordnet, die die dichtende Wirkung des eingestampften Tones erhöhen.

Die Abmessungen des Pontons sind so gewählt, daß dasselbe mit Erde gefüllt allein dem Wasserdruck standhält und keinerlei Kräfte auf die Schleusenmauern überträgt, wie es sonst bei Dammbalken und Schwimmpontons der Fall ist. Infolgedessen reicht auch zur Verbindung des Pontons mit den Schleusenmauern die zwischen Holzbalken eingestampfte Tonschicht aus.

Der durch die Abbildungen dargestellte Entwurf ist für eine Schleuse von 16,5 m Weite aufgestellt; das Ponton hat eine Länge von rd. 16 m und eine Höhe von 7,5 m, bei einer unteren Breite von 6 m und einer oberen von 1,5 m.

Das Leergewicht beträgt für 1 m Länge rd. 12 t und das der Erdfüllung rd. 49 t, so daß dem Wasserdruck von rd. 30 t ein Gesamtgewicht von rd. 61 t für 1 m·Länge gegenübersteht; infolgedessen ist mehr als doppelte Kippsicherheit vorhanden.

Zur Entfernung des Verschlusses nach beendeter Ausbesserung bedarf es nur der Beseitigung der Erdfüllung, da das Ponton alsdann selbsttätig aufschwimmt, fortgeschleppt und anderweit verwendet werden kann.

Die Anwendung der geschilderten Einrichtung dürfte sich besonders dann empfehlen, wenn in einem Bezirke eine größere Anzahl Schleusen gleicher Abmessungen vorhanden sind, bei denen die einmal beschafften Schwimmkästen immer wieder Verwendung finden können.

Nach der angezogenen Quelle sollen sich derartige Eisenbetonverschlüsse schon nach fünfmaligem Gebrauche billiger als solche aus Holz stellen.

Zu beachten ist ferner, daß man zum Abschluß größerer Öffnungen auch mehrere derartige Schwimmkästen zusammensetzen kann und daß diese auch zu anderen Zwecken, wie zur Bildung von Fangedämmen usw., nützliche Verwendung finden können.

Zum Schlusse dieses Abschnitts sei noch darauf hingewiesen, daß in allen den Fällen, wo hölzerne Schleusenböden und Wände bisher Verwendung fanden, die Ausführung im Trockenen also Vorbedingung ist, die Nachbildung der betreffenden Bauteile in Eisenbeton möglich ist, wobei durch den Fortfall sorgfältiger Zimmerarbeiten eine schnellere Bauausführung ermöglicht werden kann,ferner die Schwierigkeiten und Kosten entfallen, die durch die Beschaffung von Hölzern ungewöhnlicher Abmessungen entstehen, und endlich gegenüber den Holzbauten eine größere Dichtigkeit und Dauer zu erzielen ist.

Bei dem zunehmenden Vertrauen, das der Eisenbetonbauweise im Wasserbau entgegengebracht wird, darf erwartet werden, daß die Benutzung dieses Baustoffs auch auf dem Gebiete des Schleusenbaues neue Formen schaffen wird, deren sichere rechnerische Behandlung die Aufwendung der jetzt gebräuchlichen gewaltigen Mauerwerks- bezw. Betonmassen zum Teil entbehrlich machen wird.

d) Leuchttürme und Leuchtbaken.

Die Vorzüge des Eisenbetons, große Widerstandsfähigkeit verbunden mit leichter Formgebung und bequemer Beförderung seiner Bestandteile, haben ihm auch das Gebiet der zur Küstenbezeichnung erforderlichen, oft an entlegenen Orten zu errichtenden Bauwerke erschlossen. Wenn auch zur Zeit nur wenige Ausführungen in dieser Bauweise vorliegen, so ist doch kein Grund vorhanden, der die ausgedehntere Anwendung des neuen Baustoffs bei Leuchttürmen, Leuchtbaken und Tagesmarken hindern sollte.

Bei den Leuchttürmen handelt es sich darum, turmartige, Wind und Wetter widerstehende Bauwerke herzustellen, die den Unterbau für die in der Laterne untergebrachten Leucht- und Nebelsignalapparate bilden und häufig auch die Wohnräume für die Bedienungsmannschaften enthalten.

Eine Ausführung, bei der eine Eisenbetonhaut zur Erhöhung der Widerstandsfähigkeit des Bauwerks gegen Wellenschlag angeordnet wurde, stellt der in Abb. 279 wiedergegebene, am Eingang des Hafens von San Francisco belegene Mile-Rock-Leuchtturm[1]) dar.

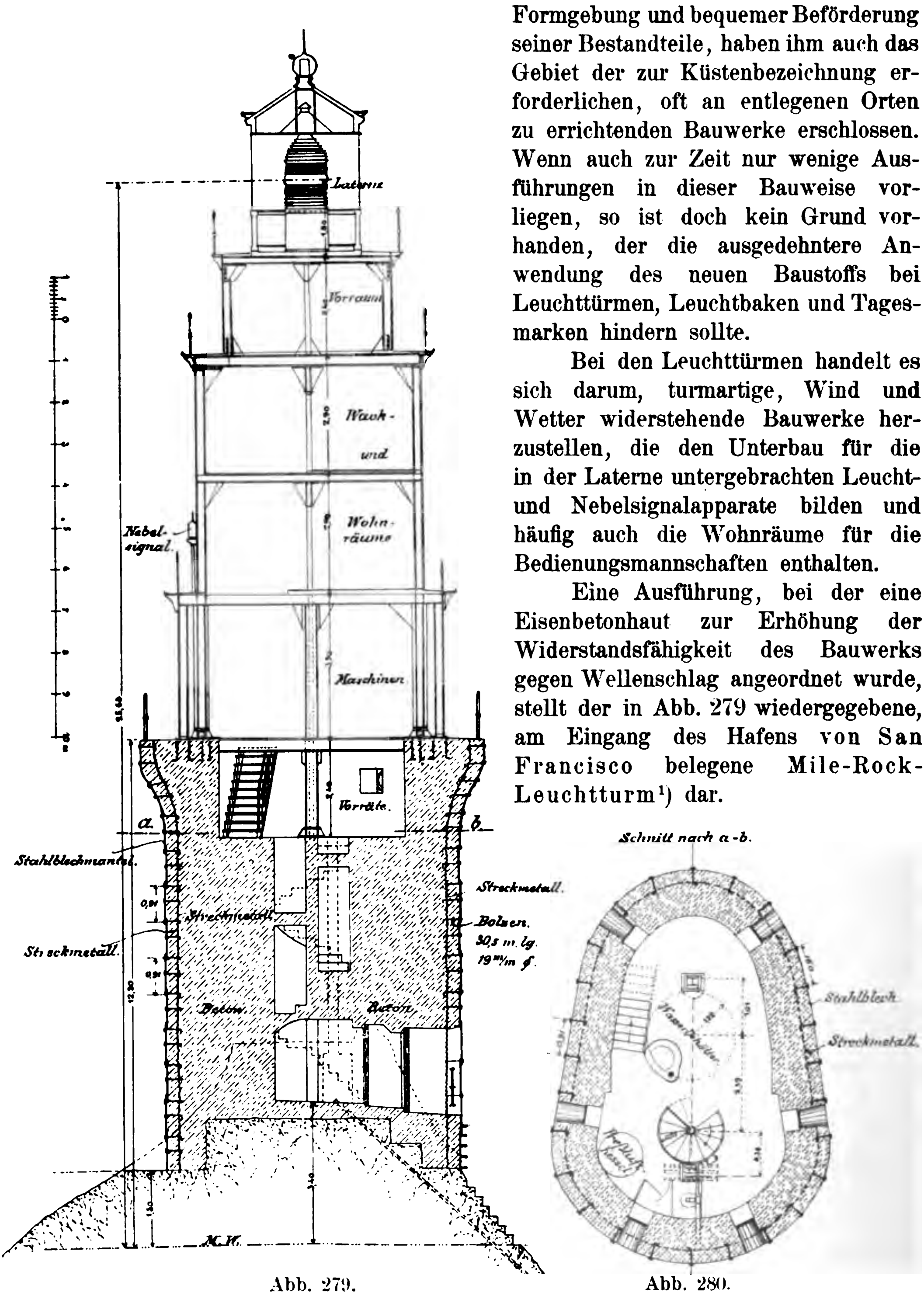


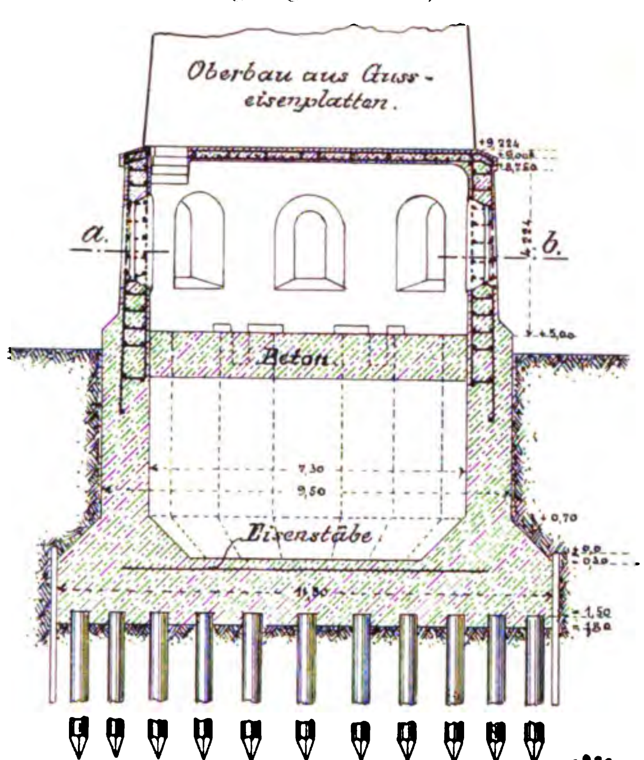
Abb. 279. Abb. 280.
Querschnitt des Leuchtturms auf dem Mile-Rock vor San Franzisco.

[1]) The Engineering Record. 14. Mai 1904, S. 614, ebendaher Abb. 277 u. 278.

Der aus Beton hergestellte Unterbau des Turmes erhebt sich 12,20 m über mittleres Niedrigwasser und ist auf dem stufenförmig abgearbeiteten, steil aus 12 bis 15 m tiefem Wasser aufsteigenden Mile-Rock errichtet. Seine Außenhaut besteht aus einem 9,5 mm starken Stahlblechmantel, dessen 0,91 m hohe Schüsse teleskopartig ineinandergreifen und an den Längs- und Querstößen wasserdicht vernietet sind. Dieser Mantel diente als Form für den in dünnen Lagen in der Mischung 1 : 2 : 4 eingestampften Beton. Zur Verankerung mit dem Beton wurden in jedem Blechring in zwei Reihen übereinander und in 0,91 m gegenseitigem Abstand 30,5 cm lange, 19 mm starke Bolzen angeordnet, deren innere Enden hakenförmig umgebogen sind und in ein dem äußeren Mantel gleichlaufendes Netz aus Streckmetall eingreifen. Außerdem wurde der unterste Blechring durch 46 cm lange, 25 mm starke Bolzen in 0,91 m gegenseitigem Abstand mit dem Felsen verbunden.

Auf dem Betonunterbau, dessen Querschnitt aus zwei durch Tangenten verbundenen Halbellipsen besteht (Abb. 280), erhebt sich sodann der obere aus Eisenfachwerk in mehreren Geschossen hergestellte Aufbau, dessen Wände gleichfalls mit Stahlblech verkleidet sind.

Ein weiteres Beispiel bildet der zur Zeit im Bau begriffene Leuchtturm auf dem Westerheversand an der schleswigschen Westküste im Bezirk der Wasserbauinspektion Husum. Bei demselben hat der aus Beton hergestellte Unterbau eine Eisenbewehrung erhalten (Abb. 281), durch die die Seitenwände und Decken des-



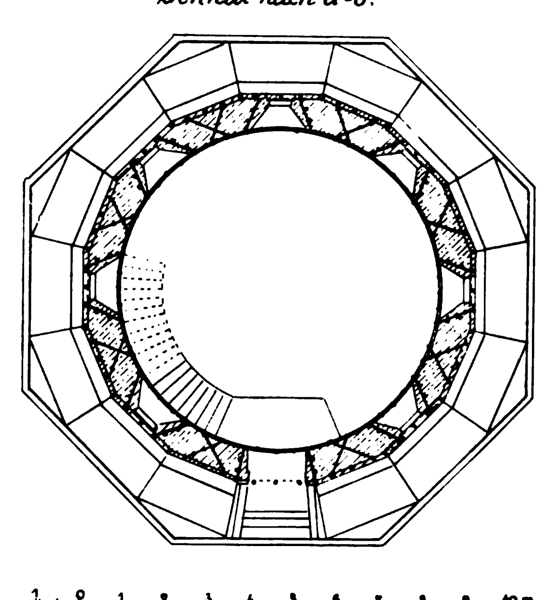


Abb. 281. Unterbau des Leuchtturmes auf dem Westerheversand (West-Schleswig).

selben zu einem festgefügten Ganzen verbunden und befähigt werden, für die Verankerung des oberen Turmteiles eine widerstandsfähige, einheitliche Grundlage zu schaffen. Die Eiseneinlagen des 16eckigen Unterbaues bestehen aus lotrechten, in der Nähe der Innen- und Außenfläche angeordneten Rundeisenstäben, die durch wagerechte, ringförmig gebogene Eisen verbunden wurden.

Das so gebildete innere und äußere Eisengerippe wurde außerdem in Höhe der wagerechten Ringe durch zahlreiche Eisenstäbe in Verbindung gebracht. Den oberen Abschluß des Unterbaues bildet eine Eisenbetondecke, deren Einlagen in diejenigen der Seitenwände eingreifen.

Außerdem haben in der in Höhe des Erdbodens liegenden, die Maschinen tragenden Decke und in der auf Pfählen ruhenden Fundamentplatte Eiseneinlagen zur Aufnahme der Zugbeanspruchungen Anwendung gefunden. Der obere Teil des Turmes soll aus Gußeisenplatten hergestellt werden.

Bei weitem übertroffen werden die vorigen Beispiele in der Benutzung des Eisenbetons durch den im Jahre 1903 in Nikolajew am Bug[1]) zur Beleuchtung des diese Stadt mit dem Schwarzen Meere verbindenden Seekanals errichteten Leuchtturm (Abb. 2a bis h, Tafel 4).

Der ganz aus Eisenbeton hergestellte Turm erhebt sich mit der Laternenoberkante 40,3 m über die Erdoberfläche und besteht aus einer sich von unten nach oben allmählich von 6,3 m bis auf 2 m verjüngenden Eisenbetonröhre, die in einem ebenfalls aus Eisenbeton gebildeten, mit Kies gefüllten Gründungskörper verankert ist. Die Wandstärken des Mantels verringern sich von 0,20 m unterer Stärke bis auf 0,10 m am oberen Ende der Röhre. Die Seitenwände der oberen Kammer haben 8 cm und die der Laterne 7,5 cm Stärke erhalten.

Bei der Berechnung des Turmes wurde derselbe als ein am unteren Ende fest eingespannter, durch den Winddruck belasteter Balken angesehen und dementsprechend die Verankerung mit dem Gründungskörper ausgebildet. Ferner wurde für das im wesentlichen aus annähernd senkrechten Rundeisenstäben bestehende Eisengerippe die Forderung berücksichtigt, daß es in seinen Abmessungen und Verbindungen dem Angriff der äußeren Kräfte selbständig ohne Zuhilfenahme des Betons zu widerstehen vermag.

Gegen Kippen erhielt das ganze Bauwerk eine $3^1/_2$fache Sicherheit unter Zugrundelegung eines Winddruckes von 275 kg/m².

Die Zahl der senkrechten, 3 cm von der Außenfläche entfernt angeordneten Eisenstäbe nimmt von unten nach oben von 71 bis auf 32 Stück ab, wobei die Vorsicht gebraucht wurde, daß die nach oben zu fortbleibenden Stäbe noch 1 m über die Querschnitte hinausragen, in denen sie rechnungsmäßig erforderlich sind.

Besondere Beachtung erfuhr auch die Stoßausbildung der lotrechten Stäbe dadurch, daß einmal die Stöße nach Möglichkeit versetzt wurden und daß ferner die Stabenden sich um das 30fache ihres Durchmessers überdeckten, so daß ihre Zerreißfestigkeit mit der Haftfestigkeit des Eisens im Beton auf der bezeichneten Länge übereinstimmt. Außerdem sind die gestoßenen Eisen an den Enden hakenförmig umgebogen und an den Stoßstellen kurze, wagerechte Hilfsstäbe mit schwalbenschwanzförmig gespaltenen Enden angeordnet (Abb. 2g u. h auf Tafel 4).

Um die lotrechten Stäbe bei der Aufstellung und während des Stampfens in ihrer gegenseitigen Lage sicher zu erhalten und zur Verteilung der Beanspruchungen sind auf der ganzen Höhe des Turmes wagerechte 1 cm starke Verteilungseisen ring-

[1]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1903, S. 556 u. 577.

förmig angebracht, die auf der inneren Seite 0,25 m und auf der äußeren Seite 0,50 m voneinander entfernt liegen. Endlich erhöhen die Festigkeit des ganzen Gerippes ringförmig gebogene U-Eisen, durch welche die lotrechten Stäbe in unveränderlicher Lage gehalten werden und eine weitere Verstärkung des Turmes bewirkt wird.

Im übrigen wird die Anordnung der Eiseneinlagen durch die Abbildungen hinreichend erläutert.

Der zur Verwendung gelangte Beton bestand aus 1 Teil Zement, 1,7 Teilen Sand und 3,7 Teilen Kies von nicht über 2,5 cm Korngröße, wobei auf die völlige Reinheit der letzteren Baustoffe besonderer Wert gelegt wurde.

Die Kosten des ganzen Bauwerks haben einschließlich aller Nebenausgaben nur 26 500 Mark betragen.

Erwähnenswert ist ferner, daß vor der Bauausführung drei Entwürfe zum Vergleich ausgearbeitet wurden, von denen der eine aus Eisenbeton in der vorbeschriebenen Bauweise, der zweite ganz aus Ziegelmauerwerk und der dritte aus Eisenfachwerk mit einem gemauerten Unterbau gedacht war. Hierbei zeigte sich die Eisenbetonbauweise in jeder Beziehung überlegen, und zwar betrugen die Kosten (in der obigen Reihenfolge genannt) 26 500, 36 700 bezw. 38 900 Mark, die Bauzeit 2,5, 5 bezw. 7 Monate und endlich besaßen die an die Baustelle zu befördernden Baustoffe ein Gewicht von 348, 1310 bezw. 410 t. Besonders letzterer Umstand spricht für die Verwendung des Eisenbetons an entlegenen Orten, wo die Beförderung der Baustoffe bedeutende Schwierigkeiten und Kosten verursacht.

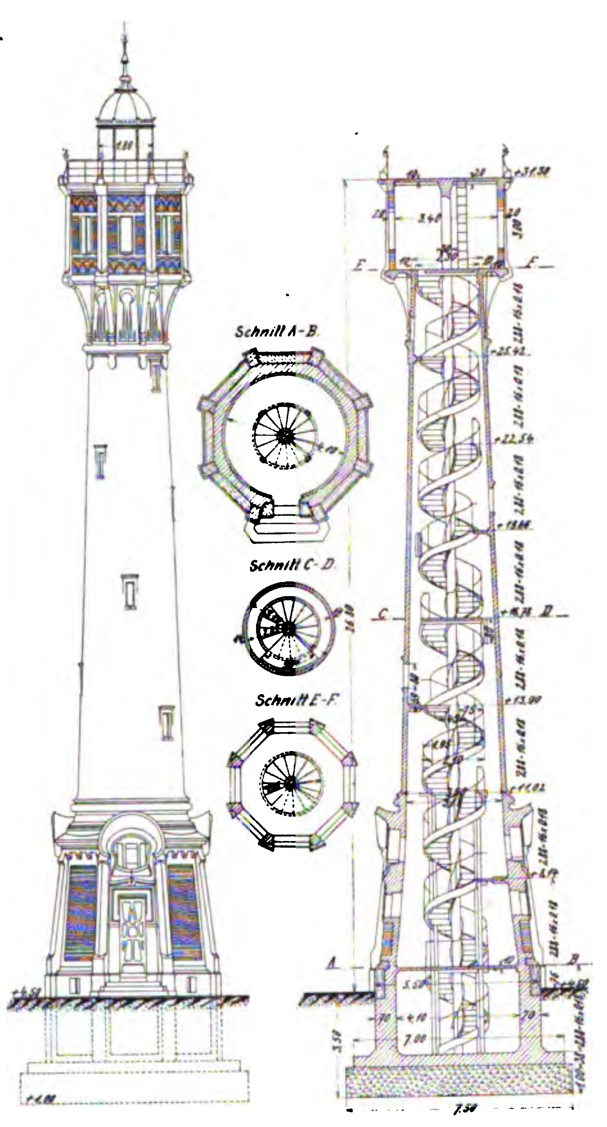


Abb. 282. Leuchtturm in Heyst (Belgien).

Auch der in Heyst (Belgien) als Oberfeuer zweier die Einfahrt des im Bau begriffenen Hafens von Zeebrügge bezeichnenden Richtfeuer in den Jahren 1906 und 1907 zu errichtende Leuchtturm wird ganz aus Eisenbeton nach den Entwürfen des oberleitenden Ingenieurs Paul Christophe in Brüssel ausgeführt.

Der in Abb. 282 in Ansicht, Durchschnitt und den Hauptquerschnitten dargestellte Turm erhebt sich mit seiner Plattform 26,8 m über den Boden und besitzt am Grunde einen inneren Durchmesser von 4,1 m, der nach oben bis auf 2,1 m abnimmt. Die Stärke der zylindrischen Eisenbetonwandung wechselt ebenso zwischen

0,20 und 0,10 m. Der Unterbau hat dagegen eine bedeutende Verstärkung erhalten, um genügende Standsicherheit zu erreichen. Das unterste Stockwerk ist mit einer Verzierung aus Pfeilern, Vordächern und Gesimsen versehen; ferner ist der Sockel mit Werksteinen und die einzelnen Wandflächen mit verglasten Klinkern bekleidet.

Im obersten Geschoß erweitert sich der Turm zu einer achteckigen Wachtstube, deren Wände gleichfalls eine Klinkerverkleidung erhalten.

Die Decke dieses Raumes bildet die Plattform, auf der sich die Laterne mit dem Leuchtapparat erhebt.

Bei dem torfhaltigen Untergrunde wurde der Turm auf 49 Pfählen von 6 bis 10 m Länge gegründet, deren Köpfe von einer 1 m starken Betonschicht umhüllt werden; hierauf setzt sich der weitere Aufbau mit einer 0,38 m starken Eisenbetonplatte.

Wie das ganze äußere Bauwerk besteht auch die Wendeltreppe im Inneren vollständig aus Eisenbeton, und zwar werden die für sich im voraus hergestellten Stufen durch eine mittlere Säule und durch schraubenlinienförmig gebogene Außenwangen gestützt. In Abständen von 2,88 m sind viertelkreisförmige Podeste angeordnet, welche die Mittelsäule mit der äußeren Turmwandung verbinden.

Die Einzelheiten der Eisenbewehrung des Turmes sind zur Zeit noch nicht erhältlich. Die Gesamtkosten des Bauwerks sind auf 21 600 Mark veranschlagt.

Die umfangreichste Ausführung von Eisenbetonleuchttürmen finden zur Zeit auf den Philippinen[1]) statt. Infolge der eigenartigen Verhältnisse dieses Gebietes, das aus zahlreichen, von breiten und tiefen Meeresarmen durchzogenen Inseln besteht und eine lebhafte Ausfuhr nach überseeischen Ländern betreibt, ist die Zahl der Häfen eine sehr bedeutende. Damit steht das Bedürfnis nach einer sicheren Bezeichnung der Zufahrten auch bei Nacht in engem Zusammenhang. Schon die Spanier hatten einen einheitlichen Plan für die Beleuchtung der Küsten aufgestellt; seine Ausführung hatte sich aber durch politische Wirren in die Länge gezogen und ist erst der Verwirklichung nähergerückt, seitdem die Amerikaner Herren der Inseln geworden sind. Die älteren Leuchttürme und auch die neugeplanten waren von spanischer Seite in massiver Bauweise mit dicken Betonwänden oder in Eisenfachwerk hergestellt bezw. entworfen. Da aber die Inseln von ständigen Erdbeben heimgesucht werden und die tropisch feuchte Luft die Unterhaltung eiserner Türme außerordentlich erschwert, so strebten die amerikanischen Ingenieure nach einer Bauweise, die diesen Umständen im höchsten Maße Rechnung trägt. Weitere Schwierigkeiten bestanden in dem Mangel an gelernten Arbeitern, in dem großen Zeitverlust, der bei der Beschaffung von Eisenkonstruktionen aus dem Heimatlande entstand, und in der schwierigen Landung und Beförderung der Baustoffe an die entlegenen Baustellen.

Infolgedessen schieden bei der Wahl der Bauart die Eisenkonstruktionen von vornherein aus und fernerhin auch die gemauerten und Betontürme, da sie nicht nur große Baustoffmengen erfordern, sondern auch Erdschwankungen gegenüber nicht die erforderliche Standsicherheit besitzen.

Als für die vorliegenden Verhältnisse am besten geeignet wurde die Eisenbetonbauweise befunden. Obgleich bei der Bemessung der aus diesem Baustoff neu errichteten Türme mit übergroßer Sicherheit gerechnet wurde, um den die Inseln häufig berührenden Wirbelstürmen gerecht zu werden, erreichte der Baustoffbedarf für einen Eisenbetonleuchtturm noch nicht die Hälfte des für einen massiven erforderlichen. Hierzu kamen noch weitere Vorteile; es wurde bei den Eisenbetontürmen eine erheblich tiefere Lage des Schwerpunktes und durch das Eisengerippe ein größerer innerer Zusammenhang

[1]) American Society of Civil Engineers, November 1906, Proceedings, Vol. XXXII — Nr. 9.

erzielt und dadurch dem Umstürzen bezw. Zerbrechen der Bauwerke bei Erdbeben und Wirbelstürmen wirksam vorgebeugt. Ferner brauchten zur Baustelle nur der Zement und die Eisenstäbe geschafft werden, da die zur Betonbereitung erforderlichen Stoffe stets in der Nähe angetroffen wurden, und endlich konnten bei der Einfachheit der Arbeit einheimische und billige Arbeitskräfte herangezogen werden. Zur weiteren Erleichterung der Arbeit wurden die Formen der Türme so einfach als möglich gestaltet, von überflüssigem Zierat abgesehen, und trotzdem, wie Abb. 283 zeigt, die den auf der Insel Maniguin errichteten, 29,5 m hohen Leuchtturm wiedergibt, ein ansprechendes Äußere erreicht.

Bei der Anordnung der drei bisher ausgeführten Türme war ferner das Bestreben maßgebend, den unteren Teil breit und schwer

Abb. 283. Ansicht des Leuchtturmes auf der Insel Maniguin.

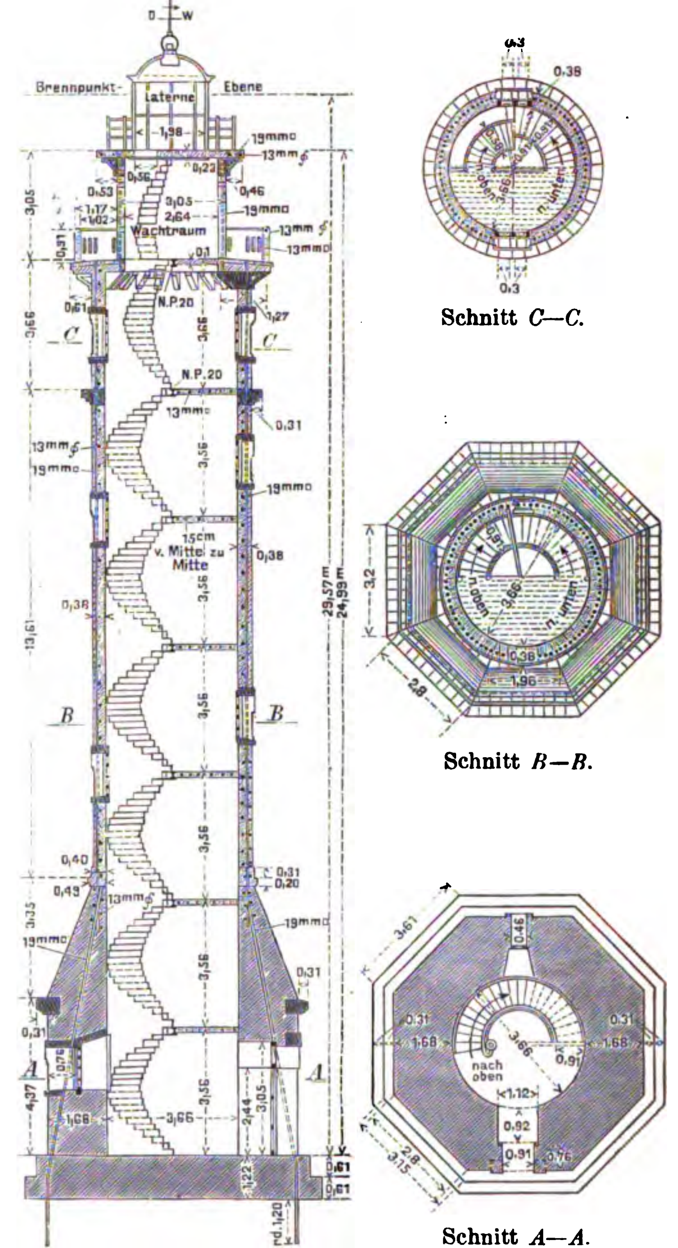


Abb. 284. Durchschnitt und Grundriß des Leuchtturmes auf der Insel Maniguin.

und den oberen dagegen möglichst leicht und luftig zu halten, um recht hohe Standsicherheit zu erlangen.

Der durch die Abb. 284 näher erläuterte Turm auf der Insel Maniguin ist im Unterbau achteckig und im Schaft zylindrisch gestaltet; die Wandstärken sind

im Sockel auf 1,68 m und im oberen Teil auf 0,38 m bemessen. Als Abschluß des zylindrischen Teiles dient eine von inneren und äußeren Auskragungen gestützte Plattform, auf der sich der Wachtraum mit der Laterne erhebt.

Zur Bewehrung des Betons wurden für die lotrechten Teile gebuckelte Eisenstäbe (corrugated bars) von 19 mm Stärke verwendet, die an der Fundamentsohle 1,22 m tief in den Felsuntergrund hineinreichen. Sie sind in Abständen von 15 cm angeordnet und liegen 76 mm von der Außenseite entfernt. Ihre Verbindung erfolgte durch innen angeordnete wagerechte Rundeisen von 13 mm Stärke in Abständen von 0,31 m, die an den Kreuzungsstellen durch Draht mit den lotrechten Eisen verbunden wurden. An den mit Draht umwickelten Stößen überdecken sich die Eisenstäbe 61 bis 76 cm. Eisenstäbe ähnlicher Abmessungen fanden bei den Plattformen, Treppen, Podesten usw. Verwendung.

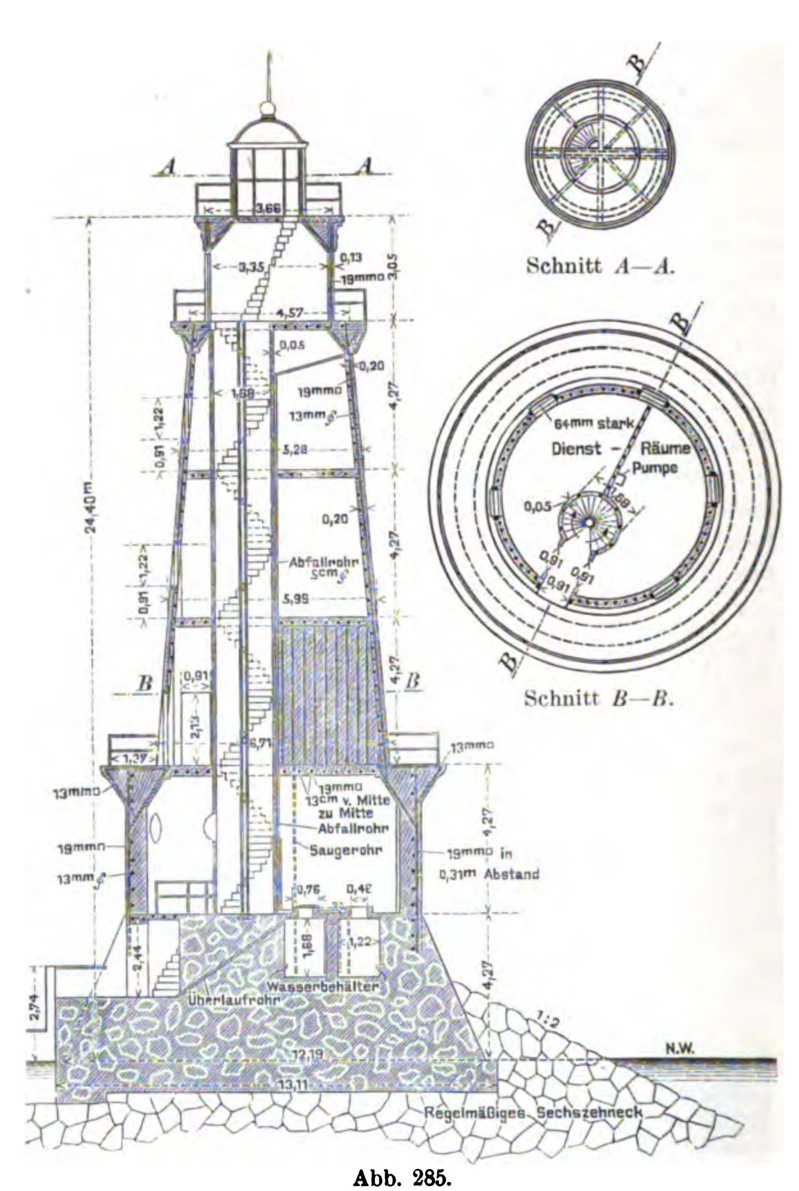


Abb. 285.
Durchschnitt nach $B-B$, $B-B$ und Grundrisse des Leuchtturmes auf dem Wellenbrecher von Manila.

Für die Fensterumrahmungen, Gesimse, Auskragungen usw. wurde eine Betonmischung im Verhältnis 1 : 2 : 4 benutzt, für die übrigen Teile ein Verhältnis 1 : 3 : 6, wobei Steinbrocken über 5 cm Durchmesser ausgeschlossen wurden. Die Einbringung des mäßig angefeuchteten Betons erfolgte in Lagen von 15 cm Stärke, wobei die Vorsicht gebraucht wurde, daß bei dem Aufbringen frischen Betons auf über 12 Stunden alte Schichten vorher eine 13 mm starke Mörtelschicht aufgestrichen wurde.

In ähnlicher Weise ist der an der Westküste der Insel Luzon auf dem Kap Bolinao errichtete, gleich hohe Leuchtturm gestaltet, dessen Abmessungen etwas geringer gehalten sind und daher noch weniger Beton erforderten. Unter den ungünstigsten Umständen besitzt er noch eine Standsicherheit von $6\,^3/_4$.

Besonders standsicher ist sodann der dritte Turm ausgebildet, der sich auf der Spitze des Wellenbrechers im Hafen von Manila mit seiner obersten Plattform 24,4 m über Niedrigwasser erhebt (Abb. 285). Bei seiner Stellung auf einer gewaltigen Steinschüttung mußte sowohl der Auftrieb, den der Unterbau bei hohen Wasserständen erfährt, als auch die Stoßwirkung der Wellen in Rechnung gezogen werden. Diese Überlegungen führten zu der im Verhältnis zu den ersten Türmen erheblich kräftigeren Ausbildung des Unterbaues, der hier 12,8 m Breite erreicht.

Auch an den mexikanischen Küsten führten ähnliche Umstände dazu, die neueren Leuchttürme ausschließlich aus Eisenbeton herzustellen. Die Unmöglichkeit, das



Abb. 286. Leuchtturm von Fécolutla.



Abb. 287. Leuchtturm von Nautla.

Verrosten des Eisens in der tropisch feuchten, salzhaltigen Luft zu verhindern, die Schwierigkeit, schwerere Bauteile an den oft schwer zugänglichen Punkten zu landen, und der Mangel an geschulten Arbeitskräften ließen auch hier die Eisenbetonbauweise als die gegebene erscheinen, bei der außer den Eisenstäben und dem Zement an Ort und Stelle befindliche Baustoffe benutzbar und nur wenige geübte Vorarbeiter erforderlich sind. In den Abb. 286 und 287 sind die Leuchttürme von Fécolutla und von Nautla[1]) wiedergegeben. Die Türme haben hier eine von den bisherigen Beispielen abweichende quadratische Querschnittsform und sind mit den für die Bedienungsmannschaften erforderlichen Wohn- und Vorratsräumen zu einer Baugruppe vereinigt. Bei der Ausbildung der Bauteile waltete das Bestreben ob, alle sichtbaren Eisenteile zu vermeiden, und alles, mit Ausnahme der Fenster- und Türrahmen, aus Eisenbeton herzustellen.

[1]) Le Béton armé, Organe des Concessionnaires et Agents du Système Hennebique. Nr. 102. November 1906. S. 153 und 154.

Die Ausführung erfolgte nach der Hennebique-Bauweise unter ausschließlicher Verwendung von Sand im Mischungsverhältnis von 500 kg Zement auf 1 m^3 Sand, da Kies und Schotter in der Nähe nicht erhältlich waren. Die Außenwände erhielten 10 cm Stärke, die Zwischenwände eine solche von 6 und 8 cm.

Bei den bisher beschriebenen Eisenbetonleuchttürmen wurde der Unterbau aus einem geschlossenen Mantel gebildet; die leichte Formbarkeit des Eisenbetons dürfte nach Ansicht des Verfassers aber auch andere Bauweisen ermöglichen, bei denen zur Unterstützung des oberen Wachtraumes und der Laterne ein Gerippe aus Eisenbetonfachwerk hergestellt wird, wie es bisher bei zahlreichen Leuchttürmen und Baken aus Eisen oder Holz geschehen ist.

Die Ausführbarkeit derartiger Eisenbetonfachwerke wird zur Genüge dargetan durch die zahlreichen Bauten zur Unterstützung hochgelegener Wasserbehälter, von denen hier nur auf die Ausführungen in Leibnitz,[1]) in Forest in Belgien,[2]) in Ekaterinoslaw[3]) in Rußland hingewiesen sei.

Bedenkt man, daß bei diesen Bauten durch das Eisenbetongerippe ganz bedeutend größere Lasten, als bei Leuchttürmen je in Frage kommen können, unterstützt werden und daß sie in gleichem Maße den Angriffen von Wind und Wetter ausgesetzt sind, so ist kein Grund einzusehen, warum nicht eine ähnliche Bauweise auch für Leuchttürme mit Nutzen verwendbar sein soll.

Den dabei einzuschlagenden Weg deuten besonders die beiden oben genannten Beispiele an, von denen das erstere für eine Leuchtbake ohne ständige Wartung und das letztere für einen mit Wohnräumen usw. für die Bedienungsmannschaft ausgerüsteten Leuchtturm vorbildlich sein kann, indem an Stelle des oberen Wasserbehälters das Laternengehäuse tritt und die Abmessungen des Eisenbetonfachwerks entsprechend verändert werden. Empfehlen dürfte es sich ferner aus statischen Gründen, die einzelnen Fache mit Diagonalen zu versehen.

e) Hellinge und Schiffsgefäße.

Zum Bau sowie zur Untersuchung und Ausbesserung von Schiffen werden die meisten Häfen mit Hellingen versehen. Als solche bezeichnet man diejenigen, mit besonderen Einrichtungen versehenen, geneigten Flächen, auf denen Schiffe entweder erbaut und zu Wasser gelassen werden — vom Stapel laufen —, oder zu den oben genannten Zwecken aus dem Wasser gezogen und später wieder in dasselbe hineingelassen werden können. Im letzteren Falle führen die Hellinge auch den Namen Aufschleppen.

Je nachdem sich hierbei die Schiffe längs oder quer gerichtet zum Ufer befinden, unterscheidet man Längs- und Querhellinge.

Die Hellinge bilden befestigte Flächen, die je nach der Größe der von ihnen aufzunehmenden Schiffe bemessen werden und eine Neigung von 1 : 8 bis 1 : 16 erhalten. Sie müssen so lang bemessen werden, daß die auf ihnen befindlichen Schiffe auch bei höheren Wasserständen im Trockenen bleiben oder sonst gegen höhere Wasserstände durch Tore oder Schwimmpontons abgeschlossen werden.

Um ferner eine sichere Führung der Schiffe beim Eintauchen in das Wasser zu erreichen, werden die Hellinge mehr oder weniger weit unter Wasser fortgesetzt, so daß ein Vorhelling entsteht, dessen Neigung entweder der des Haupthellings entspricht, oder etwas größer angenommen wird.

[1]) Beton u. Eisen 1903. S. 312.
[2]) Beton u. Eisen 1905. S. 26.
[3]) Beton u. Eisen 1904. S. 152.

Die Oberfläche der Hellinge muß so beschaffen sein, daß die zur Unterstützung der Fahrzeuge erforderlichen Kiel- oder Stapelklötze leicht und sicher aufgestellt werden können und daß ferner das Abgleiten bezw. Aufschleppen bewirkt werden kann.

Je nach der Tragfähigkeit des Untergrundes und der Größe der Schiffe wird die Bauweise der Hellinge verschieden ausfallen. Während bei tragfähigem Untergrunde das Eingraben hölzerner Langschwellen oder schmaler Betonstreifen ausreicht, wird bei ungünstigem Baugrund eine Unterstützung der Hellingbahnen durch Pfahlrost oder Mauerwerk erfolgen müssen. Naturgemäß liegt in solchen Fällen, da die Hellingbahnen vom Niedrigwasser aus ansteigen, ein großer Teil des Bauwerks über diesem Wasserspiegel und ist bei Anwendung von Holz dem Verderben ausgesetzt. Es empfiehlt sich daher, den Pfahlrost in Niedrigwasserhöhe aufhören zu lassen und den darüberliegenden Teil in Mauerwerk oder Beton auszuführen.

Häufig werden die hochgelegenen Teile der Hellinge in einzelne, durch Gewölbe verbundene Pfeiler aufgelöst, auf denen die Hellingbahnen ruhen.

In allen diesen Fällen dürfte die Anwendung des Eisenbetons vorteilhaft und empfehlenswert sein.

Bei tragfähigem Grunde können die hölzernen Langschwellen durch Eisenbetonbalken ersetzt werden; bei ungünstigem Untergrunde kann an Stelle des vergänglichen Pfahlrostes ein solcher aus Eisenbetonpfählen treten, der bis unmittelbar unter die Hellingbahnen hochgeführt wird, da er von der Höhe des Grundwassers unabhängig ist, so daß Ersparnisse an Erdarbeiten bei der Ausführung und später bei der gesamten Unterhaltung zu erwarten stehen.

Wird die häufig angewandte Unterstützung der Hellinge durch Pfeiler und Gewölbe beibehalten, so können bei Anwendung von Eisenbeton deren Abmessungen erheblich eingeschränkt werden, oder auch die Gewölbe durch bewehrte Eisenbetonplatten ersetzt werden.

Während bei den in erster Linie für den Bau von Schiffen bestimmten Hellingen die Herstellung der Gleitbahnen für das Ablaufen von Fall zu Fall erfolgt, werden bei den für die Untersuchung und Ausbesserung der Fahrzeuge bestimmten Hellingen hierzu besondere Gleitbahnen von vornherein auf der Hellingoberfläche errichtet. In neuerer Zeit kommen für das Aufschleppen nur kleinere Fahrzeuge in Betracht, während die größeren im Bedarfsfalle die Trocken- und Schwimmdocks aufsuchen. An Stelle der Gleitbahnen treten jetzt meist Schienengleise, und zum Aufschleppen dienen niedrige, von vielen rollenartigen Rädern unterstützte Wagen, die, von den Vorhellingen geführt, unter die aufzuziehenden Schiffe gefahren und mit diesen verbunden werden.

Als Beispiel für die Ausführung eines Hellings in Eisenbeton liegt eine größere Anlage aus dem südwestlichen Teil des Hafens von Scheveningen vor. Das ganze Werk, das über dem mittleren Niedrigwasser bei einer Breite von 43,8 m und einer Länge von 150 m eine Gesamtoberfläche von rund 6600 m² einnimmt, ist zum Aufschleppen von Fischdampfern bis zu 225 t Gewicht bestimmt und besteht aus einem Querhelling von 70 m Breite mit 19 Gleisen und aus 8 Längshellingen mit je einem mittleren Hauptgleise und je zwei seitlichen Führungsschienen.

Die Hellingfläche erhebt sich bei einer Neigung von 1 : 10 vom Niedrigwasser aus um 4,38 m, ist mithin 43,80 m lang, abgesehen von dem sich unter Niedrigwasser fortsetzenden gleich geneigten Vorhelling.

Die Ausbildung der Hellingoberfläche erfolgte über Niedrigwasser ganz in Eisenbeton, darunter dagegen in Holz aus Pfählen und Balken.

Die Eisenbetonkonstruktion besteht aus einer 0,12 m starken Platte, unter der sich ein mit ihr einheitlich verbundenes Rahmenbalkenwerk befindet.

Balken und Platte ruhen auf eingeschlämmtem Sand.

Die Gleise der Querhellinge bestehen aus je zwei 0,75 m von Mitte zu Mitte entfernten Schienen, zwischen denen sich eine Zahnstange für die Sperrvorrichtung der Aufzugswagen befindet: die zu ihrer Unterstützung dienenden Längsbalken sind 0,25 m breit und unter der Platte 0,38 m hoch. Zwischen diesen unter jeder Schiene liegenden Balken ist die Plattenstärke auf 0,15 m vergrößert. Die Schienen und Zahnstangen sind mittels U-förmiger eiserner Schraubenbolzen, die unter die Eisenbewehrung der Balken und Platten hindurchgreifen, mit Klemmplättchen, Federringen und Muttern befestigt (vergl. den Querschnitt auf Abb. 288). Durchgehende Querbalken von 0,20 × 0,28 m Stärke verbinden die unter den Schienen befindlichen Längsbalken in Abständen von 1,99 m (vergl. den Längsschnitt auf Abb. 289).

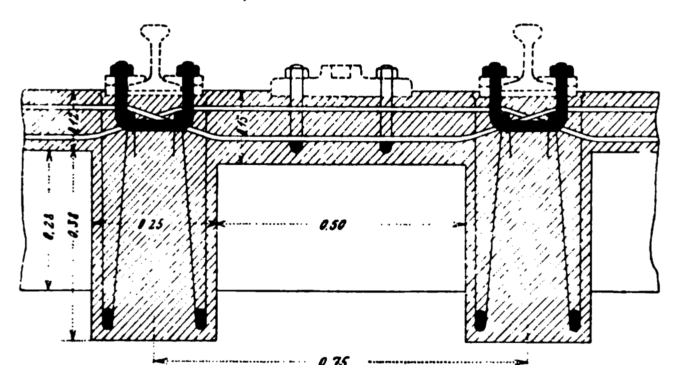
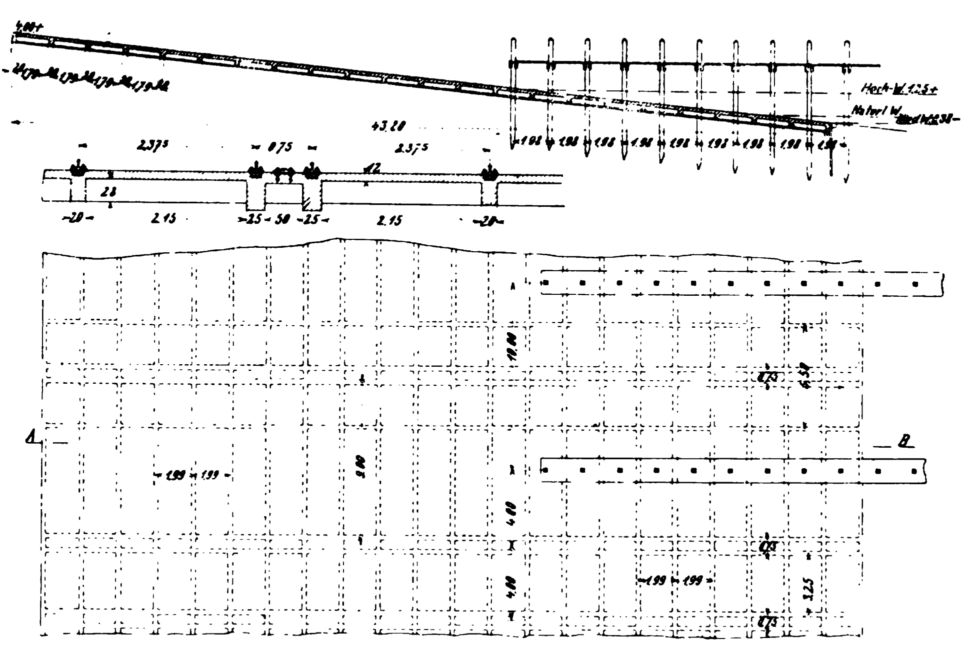


Abb. 288. Querschnitt durch Gleise und Zahnstange der Hellinge.


Abb. 289. Helling im Hafen von Scheveningen, Längsschnitt durch einen Längshelling, Querschnitt und Grundriß desselben nebst einem Stück des Querhellings.

Die Entfernung der Gleise des Querhellings beträgt von Mitte zu Mitte 4 m (Abb. 289).

Bei den 10 m breiten Längshellingen ruhen die 0,75 m entfernten mittleren Hauptschienen auf gleich starken Balken wie die der Querhellinge, dagegen werden die schwächeren, seitlichen Führungsschienen von kleineren Längsbalken von 0,20 × 0,28 m

Querschnitt unterstützt, deren Entfernung von der Mitte des Längshellings 2,75 m beträgt (Abb. 289).

Bei der Ausführung der Anlage wurden die Schienen und die Zahnstangen behufs genauer Einrichtung der U-förmigen Schraubenbolzen mit Hilfe kleiner hölzerner Joche vorläufig an ihren endgültigen Platz gestellt, die später vor dem Einstampfen wieder entfernt wurden.

Abb. 290 zeigt diesen Zustand des Bauwerks und läßt auch die Anordnung der Eiseneinlagen erkennen.

Zur Führung der Schiffe vor dem Aufschleppen und zur Trennung der einzelnen



Abb. 290. Helling im Hafen von Scheveningen während der Herstellung.

Längshellinge sind zwischen ihnen mit Laufstegen versehene Pfahlreihen angeordnet, deren Ausführung der Längsschnitt (Abb. 289) erläutert.

Nach Beendigung des durch die holländische Eisenbetonbaugesellschaft in s'Gravenhage errichteten Werkes fand eine Probebelastung einzelner Gleise durch einen Wagen von 40 t Gewicht statt, unter dessen Einwirkung keinerlei Durchbiegung festgestellt wurde.

Durch die Anwendung schwimmender Blöcke bei dem Bau von Wellenbrechern und Kaimauern, wobei verhältnismäßig dünne Wandungen aus Eisenbeton Verwendung fanden, z. B. in Barcelona, ist der Gedanke näher gerückt, auch Schiffsgefäße aus Eisenbeton herzustellen. In der Tat ist es den Bemühungen der Firma C. Gabellini in Rom gelungen, solche Fahrzeuge in brauchbarer Beschaffenheit anzufertigen und im

Laufe der Jahre weiter zu vervollkommnen.[1]) Schon im Jahre 1896 lief das erste aus Eisenbeton erbaute Boot vom Stapel, das noch heute in bestem Zustande Schiffahrtszwecken dient. Die mit diesem Boote erzielten Erfolge veranlaßten die Firma zur weiteren Verbesserung der Bauweise ihrer Fahrzeuge und trugen ihr eine ganze Zahl von Aufträgen ein. So wurde von ihr ein Ponton für die Schiffsbrücke über den Po in der Provinz Pavia geliefert, ferner der Ersatz der hölzernen Gefäße der Schiffsbrücke von Viadana und die Wiederherstellung der Brücke von Casalmaggiore bewirkt.



Abb. 291. Leichterschiff von 150 t Tragfähigkeit für den Hafen von Civitavecchia.

In neuerer Zeit lieferte die Firma einen Bauprahm von 100 t Tragfähigkeit für den Unternehmer der Hafenarbeiten am Tiber, ferner 4 Pontons für die Bauten im Hafen von Terranova Pausania und einen Leichter von 150 t Tragfähigkeit für die Firma Belletieri in Civitavecchia, zum Ausschiffen von Schiffsgütern bestimmt (Abb. 291). Endlich hat auch die italienische Marineverwaltung ihr Vertrauen zu der neuen Bauweise durch Bestellung eines Kohlenprahms von 90 t Tragfähigkeit (Abb. 292) bewiesen, der für die Beförderung von Steinkohlen im Kriegshafen von Spezia dienen soll. Derselbe besitzt einen doppelten Boden und doppelte Seitenwände, die durch die Spanten in kleine wasserdichte Abteilungen zerlegt werden, und an den Enden je einen größeren wasserdichten Raum.



Abb. 292. Kohlenprahm aus Eisenbeton von 90 t Tragfähigkeit für den Kriegshafen von Spezia.

Bei der Herstellung der Fahrzeuge finden vorher aus Eisenbeton hergestellte Spanten und Balken Verwendung, die in gleicher Stärke gefertigt die Weite des Zwischenraumes zwischen der äußeren und inneren Schiffshaut bestimmen. Ihre Formen werden bedingt durch die Spantenrisse des Fahrzeuges. Diese Teile sind leicht handlich infolge ihrer geringen Abmessungen und ihres geringen Gewichtes. Sie werden in entsprechenden

[1]) Giornale del Genio Civile 1906. Mai. S. 275 bis 278.

Abständen aufgestellt, in ihrer Lage vorläufig befestigt und auf beiden Seiten mit einem Drahtnetz überzogen, das die Bewehrung der äußeren und inneren Zementhaut bildet. Schließlich wird die Außenhaut mit reinem Zement überzogen und geglättet. Außen angebrachte hölzerne Reibehölzer vervollständigen das Ganze. Wie die Abbildungen zeigen, machen die in dieser Weise hergestellten Fahrzeuge einen gefälligen, durchaus vertrauenerweckenden Eindruck.

Als besondere Vorzüge der Schiffsgefäße aus Eisenbeton werden in der genannten Quelle die nachfolgenden hervorgehoben:

1. Einfachheit, Schnelligkeit und Billigkeit der Herstellung, da für den Bau jeder Platz, der überhaupt für einen Stapelplatz in Frage kommen kann, geeignet ist und keinerlei Werkstätten, Maschinen, Gründungen und besonders geübte Arbeiter erforderlich sind. Zudem sind die erforderlichen Eisenstäbe und Drähte, sowie Sand und Steinbrocken an den meisten Orten unschwer zu beschaffen.

2. Große Dauerhaftigkeit, da der Zement sich in der steten Berührung mit Wasser am besten Aufbewahrungsort befindet und das von ihm eingehüllte Eisen sicher gegen Rosten geschützt ist.

3. Große Gleichmäßigkeit des Widerstandes, indem das ganze Fahrzeug bei sachgemäßer Ausführung gewissermaßen aus einem einzigen Stück ohne schwache Punkte besteht, die bei der Eisen- oder Holzbauweise kaum zu vermeiden sind.

4. Eine durch den Doppelboden und die doppelten Seitenwände bewirkte große Schwimmfähigkeit, die, wenn sie bei Eisenfahrzeugen auf gleiche Weise erzielt werden soll, zur Schaffung schwer zugänglicher und kaum zu unterhaltender Räume führt, während bei dem Eisenbeton Unterhaltungs-, insbesondere Anstricharbeiten entbehrlich sind.

5. Geringer Reibungswiderstand, hervorgerufen durch das Überziehen der Außenseite mit geglättetem Zement, der keinerlei Anwüchse duldet.

6. Bei guter Ausführung völlige Dichtigkeit und vollkommene Feuersicherheit.

Hierzu dürften noch kommen ausreichende Widerstandsfähigkeit und Elastizität gegen Stöße, man denke an das Verhalten von Eisenbetonpfählen beim Einrammen, und unschwere Ausführung von Ausbesserungen.

Bei der Neuheit dieser Anwendung des Eisenbetons dürften die Erfahrungen über ihre Zweckmäßigkeit und Bewährung noch abzuwarten sein, immerhin ist sie beachtenswert und ermuntert zu weiterer Ausbildung. Gerade die im Wasserbau zur Verwendung gelangenden Schiffsgefäße, wie Prähme für Baustoffe, Rammen, Landungs- und Schiffsbrücken scheinen dafür geeignet. Nach den Angaben der Firma Gabellini stellt sich ein Fahrzeug aus Eisenbeton im Preise nicht höher als aus Eisen, und es dürfte sich bei einer Rentabilitätsberechnung auch hölzernen Gefäßen infolge des fast gänzlichen Fortfalls von Unterhaltungsarbeiten überlegen zeigen.

Literatur.

a) Werke.

Baron Quinette de Rochemont et Henry Desprez, Cours de Travaux maritimes, Paris.
Beton-Kalender 1906, 1907, Berlin.
Bremerhavener Hafen- und Dockanlagen und deren Erweiterung in den Jahren 1892 bis 1899, Hannover.
Cordemoy, Les ports modernes, Paris.
Christophe, Der Eisenbeton und seine Anwendungen, Berlin.

Fülscher, Über Schutzbauten zur Erhaltung der nord- und ostfriesischen Inseln, Berlin.
Handbuch der Ingenieurwissenschaften, III. Teil, Leipzig.
Möller, Grundriß des Wasserbaues I und II, Leipzig.
Reid, Concrete and Reinforced Concrete Construction, New York.
Saliger, Der Eisenbetonbau in Theorie und Konstruktion, Stuttgart.
Wagenbach, Neuere Turbinenanlagen, Berlin.
Weder, Leitfaden des Eisenbetonbaues, Leipzig.

b) Zeitschriften.

American Society of Civil Engineers, Proceedings, New York 1905.
Beton u. Eisen, Berlin 1902 bis 1907.
De Ingenieur, Amsterdam 1901, 1903, 1906.
Deutsche Bauzeitung, Berlin 1904.
Deutsche Techniker-Zeitung, Berlin 1893.
Engineering, London 1905.
Engineering News, New York 1905 und 1906.
Giornale del Genio Civile, Rom 1906.
Ingeniören, Kopenhagen 1906.
Il Cemento, Mailand 1905.
Journal of the Western Society of Engineers, Chicago 1905.
Le béton armé, Organe des Agents et Concessionnaires du système Hennebique, Paris.
Le Génie civil, Paris 1906.
Nouvelles annales de la construction, Paris 1906.
Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst, Wien 1901 bis 1906.
Relevé des travaux Hennebique pendant 1899 à 1906, Paris.
Schweizerische Bauzeitung, Zürich 1906.
The Engineer, London 1906.
The Engineering Record, New York 1904 bis 1907.
The Marine Engineer, London 1906.
Tydschrift van het Kon. Institut van Ingenieurs 1902.
Zeitschrift des österreichischen Architekten- und Ingenieur-Vereins, Wien 1902 bis 1906.
Zeitschrift für Bauwesen, Berlin 1901 bis 1906.
Zement und Beton, Berlin 1905.
Zentralblatt der Bauverwaltung, Berlin 1895 bis 1906.

Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin S.W.

f) Flüssigkeitsbehälter.

Bearbeitet von **Rich. Wuczkowski**, Ingenieur in Wien.

Einleitung.

Verfolgen wir die Geschichte des Eisenbetonbaues, so finden wir als eines der ersten Anwendungsgebiete desselben die Herstellung von Flüssigkeitsbehältern. — Es liegt in der Natur der Entwicklung, daß sich die junge Bauweise — der überdies anfangs jede rechnerische Grundlage mangelte — zuerst an kleinen Ausführungen erproben mußte, wozu ihr gerade auf diesem Gebiete die günstigste Gelegenheit geboten war.

Von den Ausführungen des berühmten englischen Ingenieurs M. J. Brunell, welcher um die Mitte des vorigen Jahrhunderts in Australien und Neuseeland Wasserbehälter in Ziegelmauerwerk mit in die Mörtelbänder verlegten Eiseneinlagen herstellte,[1]) war ein verhältnismäßig kleiner Schritt zu tun, um zum Eisenbetonbau zu gelangen. Es läßt sich heute schwer feststellen, wer zuerst auf diese Idee verfiel; bekannt ist, daß Lambot aus Carcès im Jahre 1855 ein Patent nahm, welches den Bau von Schiffen, Behältern und großen Kasten umfaßte.[2]) Im Jahre 1861 folgte ihm François Coignet und verhältnismäßig spät, 1867, erwarb Josef Monier französische Patente auf Behälter in Eisenbeton. Seinem Eifer und seiner Ausdauer und nicht zuletzt dem Umstande, daß man in dem Ursprungslande des Eisenbetonbaues — Frankreich — dieser neuen Bauweise nicht mißtrauisch gegenüberstand, ist es zu danken, daß sich dem Behälterbau in Eisenbetonkonstruktion allmählich alle Anwendungsgebiete erschlossen. Der Herstellung von Flüssigkeitsbehältern für industrielle Zwecke folgten bald Anwendungen in der Landwirtschaft, Städteversorgung und die größten Ausführungen für Wasserversorgung und für Schiffahrtsschleusen, so daß der Eisenbetonbau heute einzelne Behälter aufweist, deren Kubikinhalt sich bis auf 95 000 m^3 beläuft[3]) und heute als unbeschränkt gelten kann. Die Ausführungsart ist eine mannigfache; wir finden runde und polygonale Behälter mit oder ohne Grundbettung, offen und bedeckt, in den Boden eingelassen, zu ebener Erde oder erhöht auf einem Aufbau ruhend.

Die Unempfindlichkeit des Zementbetons gegen die meisten Flüssigkeiten ermöglicht es, ihn für Behälter zur Aufbewahrung von Wein, Weinessig, Branntwein, Teer, Petroleum und selbst für verdünnte Säuren anzuwenden. Der geringen Herstellungskosten und anderer Vorteile wegen, die später einer Erörterung unterzogen werden, finden wir Eisenbetonbehälter in Branntweinbrennereien, Brauereien, Bleichereien, Färbereien, Papierfabriken, Seifensiedereien, Gerbereien, Zuckerfabriken, Salinenwerken usw. im Gebrauch. Weiterhin wurden Wasserschlösser, Turbinenkammern, Gasbehälter, Klär- und Filteranlagen, ferner Wasserstationen in Eisenbetonkonstruktion ausgeführt. Eine Auslese solcher Ausführungen soll dieses Kapitel vorführen, während die Trockenbehälter (Silos) sich im Band IV behandelt vorfinden.

[1]) Concrete and Constructional Engineering, Bericht von James Stewart, Auckland.
[2]) Siehe Beton u. Eisen 1903, Heft II, S. 82.
[3]) Wasserbehälter der Stadt St. Louis (V. St. A.).

Wasserundurchlässigkeit.

Vorbedingungen.

Das Hauptaugenmerk beim Bau von Behältern ist der Wasserdichtheit der Wände zuzuwenden, alle anderen Anforderungen können erst in zweiter Linie Berücksichtigung finden. Mit der Anbringung eines Zementverputzes auf dem an sich nicht wasserdichten Beton der Behälterwandung und Sohle ist noch lange nicht alles getan; es gehören hierher: eine ausreichende Widerstandsfähigkeit aller Konstruktionsglieder und eine sichere Fundierung. Die bedeutende Ausdehnung, insbesondere der Behälter für die Wasserversorgung, bringt es mit sich, daß der Baugrund an verschiedenen Stellen ungleiches Tragvermögen aufweist. Bei hoher Lage im Gelände können leicht Ursachen zu Rutschungen des Bodens gegeben sein. In gleicher Weise ist dem Auftriebe des Grundwassers Beachtung zu schenken. Eine genaue Untersuchung aller dieser Verhältnisse darf daher nie vor Beginn des Baues unterlassen werden, da die später an der Fundierung und Gesamtkonstruktion eintretenden Schäden die Wasserdichtheit oder gar den Bestand des Bauwerkes in Frage stellen. In gleicher Weise müssen die Änderungen in den Spannungszuständen der Sohle und der Umfassungswände bei wechselnden Flüssigkeitsständen berücksichtigt werden.

Um die Wasserdichtheit des Bauwerkes zu sichern, ist es unbedingt notwendig, die Verbindung des Betons und der Einlagen in den Kanten beim Zusammentreffen der Wände und des Bodens mit peinlichster Sorgfalt auszuführen, da infolge der Biegung der Wände unter dem Einfluß von Belastungs- und Temperaturschwankungen Rißbildungen auftreten könnten. Ist überdies die Decke durch Pfeiler gestützt, so muß die Gründung der letzteren aus dem gleichen Grunde derart vorgenommen werden, daß durch den von der Stütze übertragenen Druck kein Zerreißen der Betonsohle, auf welcher sie stehen, stattfindet.

Zementverputz.

Zur Erzielung der Wasserdichtheit — im engeren Sinne des Wortes — wird auf die Innenwandung der Behälter ein Verputz in Zementmörtel aufgebracht. Da der Erhärtungsvorgang lange Dauer erfordert, so daß ein wesentlicher Teil des Putzes erst nach mehreren Wochen — bei niedrigen Temperaturen nach Ablauf einer längeren Zeit — beendet ist, so läßt sich, außer durch Anwendung von rasch bindendem Zement, Wasserdichtheit des Mörtels kaum unmittelbar erzielen, sondern diese Eigenschaft stellt sich erst später ein, und selbst ein im Anfange stark wasserdurchlässiger Mörtel kann nach einiger Zeit wasserdicht werden. Daher sind Prüfungen von Zementmörtel auf Wasserdichtheit, die wenige Stunden oder selbst ein paar Tage nach der Herstellung ausgeführt wurden, insbesondere bei mageren Mischungen, ohne beweisende Kraft. Um gegen hohen Druck wasserundurchlässig zu sein, bedarf der Mörtel eines Alters von nicht unter 4 Wochen, und dies gilt selbstverständlich auch für Probestücke, die auf Wasserundurchlässigkeit gegen hohen Druck einer Prüfung unterzogen werden sollen.

Die Wasserdichtheit des Zementmörtels ist umso größer, je fetter die Mischung, je dicker die Mörtelschicht und je länger der Mörtel erhärtet ist. Durch den Erhärtungsvorgang wird das Gefüge des Mörtels immer dichter und die Poren schließen sich immer mehr und mehr. Mörtel mit geringem Sandzusatz oder mit Zusatz von gemischtkörnigem Sande sind dichter als solche mit starkem Sandzusatz oder mit

Zusatz von grobkörnigem Sand. Sehr feiner Sand ist in der Regel unvorteilhaft. Nach Versuchen von R. Dyckerhoff (Protokoll des Vereins Deutscher Zementfabrikanten 1882, Seite 43 und 44) sind folgende Mörtelmischungen in einer 15 mm starken Schicht alsbald nach der Herstellung wasserdicht:

1 Teil	Zement,	1	Teil	Sand			
1 „	„	2	„	„	1/2	Teil	Kalkteig
1 „	„	3	„	„	1	„	„
1 „	„	5	„	„	1 1/2	„	„
1 „	„	6	„	„	2	„	„

Es hängt wesentlich von der erforderlichen Festigkeit ab, welche dieser Mischungen man anwendet. Wird von dem Mörtel nicht sofortige Wasserdichtheit beansprucht, so kann man bei obigen Mischungen 1 Teil Sand mehr, oder aber 1/2 Teil Kalkteig weniger anwenden.

Prüfungsergebnisse.

Einige neuere Angaben über wasserdichte Mörtelmischungen und die Dauer, innerhalb welcher die Wasserdichtheit erzielt wurde, sind in der Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1896, Seite 642 und in der Zeitschrift für Bauwesen 1893 mitgeteilt. An beiden Stellen handelt es sich um Mörtel, die beim Bau von Talsperren im Eschbachtale bei Remscheid bezw. in den Vogesen angewendet wurden. Kreisförmige Mörtelplatten von 2,28 cm Dicke und 7,1 cm Durchmesser, die aus 1 Teil Zement, 1 Teil Fettkalk, 4 Teilen Sand bestanden, 1 Tag an der Luft und 17 Tage unter Wasser erhärtet waren, erwiesen sich beim Wasserdruck von 2 bis 2,5 Atmosphären nach Ablauf von 4 Wochen als vollkommen wasserdicht. Der Mörtel hatte 15,65 kg/cm² Zug- und 119,6 kg/cm² Druckfestigkeit ergeben. Dasselbe Ergebnis lieferten die Platten, wenn sie 18 Tage lang nur an der Luft erhärtet waren, obwohl die Zugfestigkeit des Mörtels dann nur 10,8 kg/cm² und die Druckfestigkeit nur 108,9 kg/cm² erreichte.

Die beim Talsperrenbau in den Vogesen[1]) geprüften Mörtelplatten hatten nur 1,5 cm Dicke bei 25 cm² Größe; der Wasserdruck betrug 0,5 Atmosphären, Mörtel aus 1 R.-T. Zement, 1 hydraul. Kalk, 4 Sand, der bei der Normenprüfung nach 28 Tagen 27,4 kg/cm² Zug- und 150 kg/cm² Druckfestigkeit lieferte, erwies sich schon nach 4 Tagen wasserdicht.

Mörtel aus 1 R.-T. Zement, 1 1/2 hydraul. Kalk, 6 Sand, der in der Normenprüfung nach 28 Tagen 20,9 kg/cm² Zug- und 127,5 kg/cm² Druckfestigkeit lieferte, war nach 5 Tagen wasserdicht.

Ebenso nach 5 Tagen ein Mörtel aus 1 R.-T. Zement, 1/2 R.-T. hydraul. Kalk und 2 1/2 R.-T. Sand, der in der Normenprüfung nach 28 Tagen 32,3 kg/cm² Zug- und 277,5 kg/cm² Druckfestigkeit lieferte.

Bei einem Mörtel aus 1 R.-T. Zement, 1/2 R.-T. hydraul. Kalk und 3 R.-T. Sand, der in der Normenprüfung nach 28 Tagen 31,9 kg/cm² Zug- und 243,8 kg/cm² Druckfestigkeit lieferte, stellt sich die Wasserdichtheit nach 6 Tagen ein.

Nach 7 Tagen desgleichen bei einem Mörtel aus 1 R.-T. Zement, 2 R.-T. hydraul. Kalk und 8 R.-T. Sand, der bei der Normenprüfung nach 28 Tagen 14,9 kg/cm² Zug- und 90 kg/cm² Druckfestigkeit ergab.

Die vorstehenden Zahlenangaben lassen darauf schließen, daß mit bezug auf Wasserdichtheit des Mörtels der hydraul. Kalk vor dem Fettkalke im Vorteil ist,

[1]) Büsing & Schumann: Der Portlandzement und seine Anwendung im Bauwesen. Berlin 1905.

mindestens, daß sich beim Erstarren die Wasserdichtheit **früher** als bei Fettkalk einstellt. Die Zahlen lehren ferner noch, daß es nicht angeht, von der Zug- oder von der Druckfestigkeit eines Mörtels auf dessen Leistungen gegen Wasserdurchlässigkeit einen Schluß zu ziehen.

Letztere scheint im höheren Maße durch andere Faktoren als diejenigen der Zug- und Druckfestigkeit bedingt zu sein; wenigstens darf dies für so lange angenommen werden, als nicht durch weitere Versuche neue Aufschlüsse gewonnen sind.

Bei den für die Talsperrenbauten in den Vogesen ausgeführten Dichtigkeitsprüfungen wurde ein von dem Meliorations-Bauinspektor W. Bühler erfundener Apparat verwendet, der im folgenden beschrieben werden soll. Der Apparat hat den

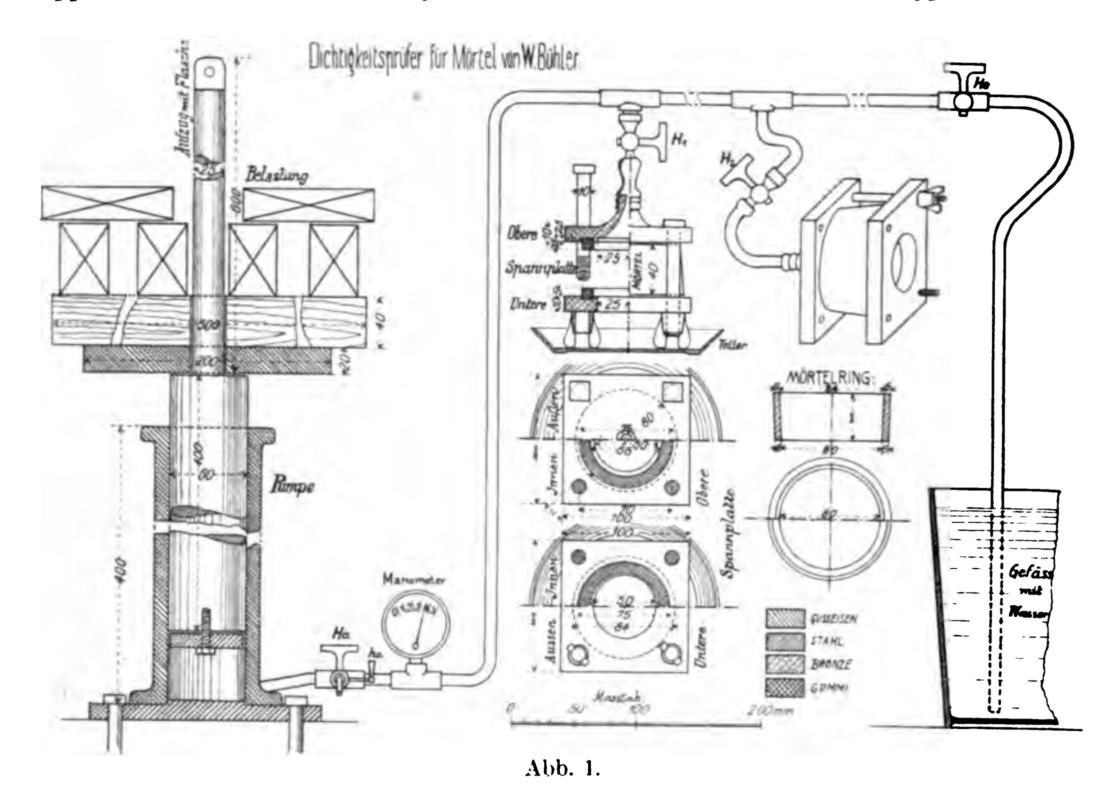


Abb. 1.

Vorzug leichter Installierbarkeit und Handlichkeit, der ihn dadurch zum **Gebrauche auf Baustellen** geeignet macht.

Der in Abb. 1 dargestellte Bühlersche Dichtigkeitsprüfer[1]) besteht aus der Pumpe, der Rohrleitung und den Einspannplatten.

Die **Pumpe** mit vollem Kolben hat 6 cm Weite, somit 28 cm² Querschnitt. Die Füllung beträgt bei 40 cm Höhe etwa 1 l. Der Kolben, unten mit Leder gedichtet, hat einen Stiel, der eine Scheibe zur Aufnahme der Gewichte trägt. Auf 10 m Wassersäulenhöhe sind 28 kg Kolbenbelastung zu rechnen.

Die **Rohrleitung** kann aus Metallrohren, Gummi- oder Gasschläuchen hergestellt werden. Am Anfang vor dem Manometer sitzt der Absperrhahn *Ha* mit dem Entleerungshähnchen *ha*, am Ende der Hahn *He*. Dazwischen liegen alle Abzweigungen für die miteinander zu vergleichenden Mörtelsorten mit den unmittelbar

[1]) Büsing & Schumann: Der Portlandzement und seine Anwendung im Bauwesen. Berlin 1905.

vor den Spannvorrichtungen angebrachten Abschlußhähnen H_1, H_2, ... He und sind durch einen Schlauch mit der Wasserleitung verbunden. Wo eine solche fehlt, oder wo die Untersuchung mit gefärbtem Wasser oder einer anderen Flüssigkeit ausgeführt werden soll, läßt man den Schlauch in ein Gefäß münden.

Die Probestücke werden in einem Metallring hergestellt, welcher bei 40 mm Höhe unten 80 mm und oben 84 mm Weite hat. Sie werden zwischen die Spannplatten eingesetzt und ruhen dabei oben und unten auf Gummiringen, die in Falze eingelassen sind. Das Einspannen erfolgt durch Anziehen der Flügelmuttern von 4 Schrauben. Die Oberplatte hat einen Aufsatz mit Durchbohrung für den Anschluß des Leitungsschlauches. Die Unterplatte hat eine größere Öffnung (50 mm) zum Auslassen des durchgetretenen Wassers, welches in einem untergesetzten Teller aufgefangen wird. Die Spannplatten haben 100 × 100 mm Fläche, 10 mm Dicke.

Der Gebrauch des Dichtigkeitsprüfers gestaltet sich wie folgt: Nach Einspannung der Probestücke werden die Hähne H_1, H_2 usw. geschlossen, Ha und He geöffnet, und es ist nur die Leitung und der Pumpenstiefel zu füllen: entweder von der Hauswasserleitung aus durch Ansaugen, oder vom Gefäß aus. Der Pumpenkolben wird, nachdem die Gewichte abgenommen sind, mittels eines eingesetzten Handgriffes oder eines an der Zimmerdecke befestigten Flaschenzuges gehoben. Alsdann schließt man He, öffnet H_1, H_2 usw. und beschwert den Kolben, bis das Manometer die gewünschte Druckhöhe angibt.

Zum Ablassen etwaiger in den Rohren angesammelter Luft kann eine der Spannvorrichtungen dienen, die man mit der Hand hochhält, wobei man vor Einsetzen des Probestückes den Hahn H öffnet. Oder es wird ein Ablaufhähnchen mit H verbunden und ebenso ha mit Ha.

Bei längerer Dauer der Untersuchung und bei sehr durchlässigem Mörtel muß die verbrauchte Flüssigkeit im Pumpenstiefel ergänzt werden.

Im Laboratorium der Wasserwerke zu Cincinnati wurden Versuche angestellt, die über die Wasserdurchlässigkeit von Zementmörtel unter Druck und den Einfluß der Mörtelzusammensetzung auf die Wasserdichtigkeit Aufschluß geben sollten.[1])

Verputz dünnwandiger Behälter.

Vielfach wird bei Herstellung dünnwandiger Behälter ein Verputz aus sehr fettem Mörtel, nach Raumteilen im Verhältnis 1 : 2, 1 : 1,5 oder 1 : 1 gemischt, verwendet, wobei man für 1 m³ Sand 700 bis 800 kg den Normen entsprechenden „raumbeständigen" Zement verwendet. Die Mörtelmischung 1 : 1 ist auch für höhere Drücke wasserdicht.

Zubereitung des Zementmörtels.

Die Zubereitung des Zementmörtels geschieht, indem man den abgemessenen Sand etwas ausbreitet, das Zementquantum darüberschüttet und das Ganze so lange, bis eine gleichmäßige Masse entsteht, durcheinandermischt; erst dann wird unter kräftigem fortwährenden Durcharbeiten das nötige Wasser zugesetzt, bis der Mörtel geschmeidig wird. Wird zur Herstellung des Mörtels langsam bindender Zement verwendet, so darf der Mörtel nicht zu naß gemischt werden und muß ungefähr „erdfeuchte Konsistenz" aufweisen. Sehr feucht gegossen wird der langsam bindende Zement bei der Austrocknung rissig. Dieser Nachteil haftet dem Schnellbinder nicht

---

[1]) Weiteres siehe „Baumaterialienkunde" 1907, Heft 5,6; ferner Berichte der Versuchsanstalt Berlin-Gr.-Lichterfelde-West über diesbezügliche Versuche von Gary und „The Engineering Record" 1907, Mai, S. 581.

an, weshalb derselbe von Fachleuten mit Vorliebe beim Behälterbau angewendet wird. Dem Vorteile der größeren Dichtigkeit bei nasser Bereitung des Betons oder Zementmörtels steht als Nachteil die Einbuße eines Teiles der Festigkeit gegenüber.

Der Mörtel ist für Formänderungen umso empfindlicher, je größer die aufgewendete Zementmenge ist, ein Umstand, der für die Anwendung magerer Mischungen bei Herstellung des Körpers der Wandungen und Sohle spricht.

Reiner Portlandzement eignet sich zu Mörtel nur dann, wenn die Arbeit dauernd unter Wasser bezw. im feuchten Erdreich oder in geschlossenen Räumen erfolgt, also vor Sonnenbestrahlung und Luftzug geschützt ist.

Obzwar es einerseits zweckmäßig erscheint, den Verputz möglichst bald, d. i. nach Entfernung der Schalungen, aufzubringen, wird es sich bei schweren Objekten empfehlen, die unvermeidlichen Setzungen abzuwarten.

Ausführung des Zementverputzes.

Die zu verputzenden Wandflächen sind vorher von Staub, Schmutz usw. sorgfältig zu reinigen, sodann abzuwaschen und wiederholt zu netzen. Der auf trockene oder stark wasserabsaugende Flächen aufgebrachte Verputz ist minderwertig: es entstehen leicht Risse, und der Erhärtungsprozeß ist durch die Wasserentziehung gestört. Weiter ist zu beachten, daß durch die Wirkung des Frostes der Zementputz abgesprengt werden kann, weshalb ohne Anordnung besonderer Vorkehrungen diese Arbeiten bei eintretendem Frostwetter am besten unterbleiben.

Mitunter gebieten die Umstände die Fertigstellung eines Behälters trotz eingetretener Fröste. In solchen Fällen wurde bei der Betonbereitung dem Wasser ein Zusatz von 2 bis 4 vH. Kochsalz oder Chlorkalium in Mengen von 10 bis 20 vH. verwendet. Die Zusatzstoffe werden vor der Mischung aufgetaut und möglichst schnell verarbeitet. Bei Abdichtungsarbeiten wird die Abbindezeit des Betons oder Mörtels durch eine Sodabeimengung verkürzt. Die Anwendung dieser eben beschriebenen Mittel hat aber unangenehme Ausblühungen an den Wänden zur Folge.

Putzarbeiten, die im Sommer ausgeführt werden, sind der direkten Sonnenstrahlung zu entziehen und öfter zu benetzen.

Der in einer Gesamtstärke von 1 bis 3 cm in mehreren Schichten scharf angeworfene Mörtel wird sodann mit einem Überzuge von reinem Zement versehen und mit einem Reibebrett geglättet; das anhaltende Glätten mit der Kelle oder der Stahlscheibe, das sogenannte „Schwarzbrennen", ist nicht zu empfehlen. Sobald der Putz einigermaßen abgebunden hat, läßt man den Behälter voll Wasser laufen und hält ihn 8 bis 14 Tage lang unter Füllung. Dadurch wird der Verputz härter und undurchlässiger und löst gleichzeitig den Kalk des frischen Mörtels auf oder sättigt ihn mit Kohlensäure.

Bei Behältern, die lediglich wasserdicht für das darin enthaltene und nach außen drückende Wasser sein sollen, ist dieser wasserdichte Putz verhältnismäßig einfach herzustellen, weil der Putz durch das Wasser gewissermaßen angedrückt wird. Im anderen Falle jedoch, wo der Putz Wasserdichtheit gegen Auftrieb von unten oder Druck von außen geben soll, muß der Putz mit noch viel größerer Sorgfalt hergestellt werden, damit derselbe fest und innig mit dem Beton in Verbindung gebracht werde, um der Gefahr vorzubeugen, daß der Putz durch das durch den Beton sickernde Wasser schalenförmig abgedrückt wird. Voraussetzung ist, daß die Gesamtkonstruktion so getroffen wurde, daß sie dem Grundwasserauftrieb erfolg-

reichen Widerstand leistet. Mit Vorteil wurden zur Erreichung dieses Zieles auch die von Professor Möller patentierten Erdanker verwendet.

Behälter, die öfter einer Reinigung unterzogen werden, erhalten entsprechend stärkere Mörtelschichten, oder zum Schutze der wasserdichten Putzschicht einen Schutz aus Ziegelsteinpflaster usw.

Neuere Vorschläge zur Abdichtung von Behältern.

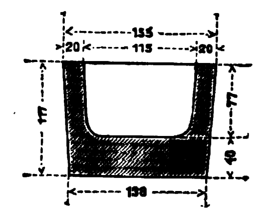
Neuerdings wird vielfach ein imprägnierter Zement der Firma Liebold & Co. in Weimar empfohlen, der ohne Putz bereits im Mischungsverhältnisse 1 : 6 wasserdicht sein soll, doch liegen hierüber noch keine Erfahrungen vor. Bei einem kleinen Versuch, den Rud. Wolle mit diesem Zement an einem Behälter von 60 · 60 · 60 cm mit 4 cm Wandstärke anstellte, erreichte er erst die Wasserdichtheit nach Aufbringen eines inneren Schlemmputzes mit dem gleichen Zement.

Nachstehende Tabelle enthält die Resultate einer Vergleichsprüfung von imprägniertem Zement, Marke Liebold & Co., und gewöhnlichem Portlandzement, durchgeführt vom Königlichen Materialprüfungsamt der Technischen Hochschule in Berlin.

Wasserdichtheit und Verhalten an der Luft:

Mörtelmischung (Raumteile)	Wasserzusatz vH.	Verhalten während 28 Tage Wasserlagerung	Das Wasser war eingedrungen mm	Verhalten während 14 Tage Luftlagerung
		Imprägnierter Zement der Firma Liebold u. Co., Weimar:		
1 : 3	8,0	Die Gefäße blieben innen trocken	1 bis 2	Ausschlagfrei
1 : 4	8,0	„	1 „ 2	„
1 : 5	7,5	„	2 „ 3	„
1 : 6	7,0	„	2 „ 3	„
1 : 7	7,0	„	2 „ 5	„
1 : 8	6,5	Ein Gefäß blieb trocken, zwei ließen das Wasser allmählich durch	2 „ 5 an zwei Stellen durchgedrungen	„
		Gewöhnlicher Portlandzement:		
1 : 1	9,0	Die Gefäße blieben innen trocken	6 bis 8	Am Boden weißer Anflug
1 : 2	8,0	Das Wasser sickert schwach durch	8 „ 12 an einigen Stellen durchgedrungen	„
1 : 3	8,0	Das Wasser drang sofort durch	Vollständig naß	Am Boden weiße Flecken

Groß-Lichterfelde-West, den 27. Juli 1904.



Die Versuche wurden mit Hohlgefäßen, wie nebenstehend skizziert, durchgeführt. Die Gefäße wurden nach ihrer Herstellung entformt, zwei Tage auf einer Gipsplatte in feuchter Luft, 26 Tage in feuchtem Sande stehen gelassen und dann auf die Dauer von 28 Tagen bis auf 2 cm unter der Oberkante des Behälters in Wasser getaucht. Ein Behälter jeder

Mischung wurde unmittelbar nach Entnahme zerschlagen und die Eindringungstiefe des Wassers festgestellt, während die übrigen 14 Tage lang an der Luft aufbewahrt wurden, um festzustellen, ob sich während dieser Zeit an den Gefäßen Ausschläge zeigten.

Von den hierher gehörigen Versuchen und Vorschlägen[1]) seien noch angeführt: Es unternahmen 1902 zwei Absolventen der Thayer Polytechnischen Schule[2]) 97 Versuche, um nachzuweisen, daß es möglich ist, Beton wasserundurchlässig bei hohem Wasserdruck herzustellen. Die Versuchsstücke zeigten ein Eisenrohr, 10 cm eingelassen, und wurden dem Drucke von 1,4, 2,8 und 5,6 Atmosphären zwei Stunden lang unterworfen. Alle Versuchskörper mit 30 bis 45 vH. Mörtel 1 : 1 erwiesen sich als undurchlässig, ebenso die meisten mit 40 : 45 vH. Mörtel 1 : 2 und die mit Beton 1 : 2 : 4 hergestellten Versuchskörper bis zu dem oben angeführten Druck, entsprechend einer Wassersäule von 56 m.

Es scheint also für geringe Druckhöhen 1 : 2 : 4 vollständig zu genügen. Ähnliche Versuche wurden von Feret und in Italien angestellt.

W. B. Fuller meint, daß es für die Undurchlässigkeit besser wäre, umgekehrt, erst dem Zement Wasser zuzuführen, dann Sand, und schließlich erst den Stein in die Mischmaschine gelangen zu lassen.

Professor Backer gibt folgendes Rezept für undurchlässigen Beton:

1 vH. Alaun nach Gewicht ist der trockenen Mischung von Sand und Zement beizufügen und 1 vH. gewöhnliche Kaliseife in dem Wasser aufzulösen.

W. R. Hall gebrauchte mit Erfolg eine 5 vH. Alaunlösung und eine 7 vH. Seifenlösung, welche beide zu gleichen Teilen dem Mörtel zugefügt wurden.

Von den zu demselben Zwecke üblichen Verputzen sei die für Zisternenbau übliche Zementsuppe erwähnt, die in zwei Lagen aufgetragen wird.

Kapitän W. C. Langfitt hat mit Vorteil eine Mischung von $^1/_2$ l Alaunlösung in Kleienbeize mit 5 kg Zement auf frischen Zementflächen benutzt. Die Mischung besteht aus einem $^1/_2$ kg Kleienbeize, $2^1/_2$ kg Alaun auf 9 l Wasser.[3])

Anstriche.

Obzwar die Erfahrung gelehrt hat, daß zur Herstellung wasserdichter Bauten die vorangeführten Zementverputze befriedigt haben, hat man auch in manchen Fällen (besonders Ausführungen bei Frostwetter) zur Erreichung des gleichen Zweckes dem Verputz oder der glatten Betonfläche einen besonderen Anstrich gegeben.

Das von den Ausführungsberechtigten der Hennebique-Bauart unter dem Namen „Pixolin" bekannte französische Erzeugnis, welches hauptsächlich für die Abdichtung von Flachdächern benutzt wird, genügt nur für schwachen Wasserdruck. Dieser Stoff wird aus einer Mischung von Teer und einem pechartigen Stoff erhalten und besitzt dieselbe Eigenschaft wie der vulkanische Zement, der für die Herstellung der Holz- oder Häuslerschen Zementabdeckungen verwendet wird. Das Pixolin wird in einer Stärke von 2 bis 3 mm in heißem Zustande unmittelbar auf die trockene, gereinigte Betonfläche aufgebracht.

Soll die Beton- oder Putzfläche einen Anstrich von Ölfarbe erhalten, so muß sie vorher erhärtet und ausgetrocknet sein. Auf frischen Zementflächen ist Ölfarbe nicht haltbar, weil die Alkalien des Zements — welche namentlich bei fettem Mörtel

[1]) Siehe auch „Cement and Engineering News" Vol. XVIII. 1907, Jan.; ferner Tailor & Thompson und Buel & Hill.

[2]) Beton u. Eisen.

[3]) Siehe auch „Zentralblatt der Bauverwaltung" 1907. Nr. 9, Seite 68.

nicht selten in Form von Tröpfchen ausschwitzen — sowie das bei der Erhärtung freiwerdende Kalkhydrat das Öl der Farben zersetzen, indem sie die Ölsäuren in Seife verwandeln. Hat dagegen die Zementfläche längere Zeit, namentlich im Freien gestanden und ist sie vollständig trocken geworden, so kann sie unbedenklich mit Ölfarbe gestrichen werden, weil dann die Alkalien durch den Regen ausgewaschen sind und das Kalkhydrat durch die Kohlensäure der Luft in unwirksamen kohlensauren Kalk verwandelt worden ist. In geschlossenen Räumen hilft man durch wiederholtes Abwaschen der Zementflächen nach. Aus den eben angeführten Gründen hat sich schon seit langer Zeit der Brauch herausgebildet, Zementflächen vor dem Streichen mit Ölfarbe längere Zeit, am besten Sommer und Winter, stehen zu lassen, wobei man ganz sicher geht.

Nicht immer ist man jedoch in der Lage, mit dem Ölanstrich so lange warten zu können. Man bedient sich in solchen Fällen verschiedener Methoden:

a) Man überstreicht die Zementflächen zweimal mit stark verdünnter Schwefelsäure (1 R.-T. käufliche konzentrierte Schwefelsäure auf 100 R.-T. Wasser), spült mit reinem Wasser nach und bringt den Ölanstrich nach vollständiger Austrocknung auf. Bei diesem Verfahren werden die Alkalien und der Kalk in unschädliche, schwefelsaure Verbindungen übergeführt, und es haben sich damit im allgemeinen zufriedenstellende Ergebnisse gezeigt.

b) Man wäscht die Flächen wiederholt mit Wasser ab und tränkt sie nach 8 Tagen zweimal mit Leinölfettsäure. Sodann wird die Ölfarbe aufgetragen.

c) Man streicht Wasserglas des Handels, mit der drei- bis vierfachen Menge Wasser verdünnt, zweimal auf. Einige Zeit, bevor man den dritten Wasserglasanstrich gibt, wäscht man die Flächen mit Wasser ab. Nach dem Trocknen der Fläche kann man die Ölfarbe auftragen.

Fluatieren.

Mit besonderer Vorliebe verwendet man gegenwärtig auch den Anstrich mit Keßlerschen Fluaten. Dieselben sind Doppelverbindungen von Fluorsilicium — Fluorsilikate kürzt man in Fluate — mit Magnesia, Tonerde, Zink- und Bleioxyd usw.

Am gebräuchlichsten ist die Verbindung mit Magnesium, das Magnesium-Fluat. Die Wirkung der Fluate auf die Zementmörtel beruht darauf, daß die Alkalien und der freigewordene Kalk des Zements in unlösliche Fluorverbindungen übergeführt werden. Hierdurch wird zugleich größere Dichte und Härte des Zementmörtels bewirkt, was durch Festigkeitsproben dargetan wurde. Erwähnt sei jedoch, daß nicht alle Zementgattungen für das Fluatieren geeignet sind.

Der Vorgang beim Fluatieren ist folgender:

Nachdem die Flächen gut ausgetrocknet sind, reibt man sie mit einer scharfen Bürste tüchtig ab und trägt den ersten Anstrich — oben beginnend — mit einer verdünnten Lösung von etwa 1 kg Magnesiumfluatkristallen in 10 l Wasser mit dem gewöhnlichen Anstreicherpinsel auf. Hierbei ist darauf zu achten, daß an keiner Stelle Flecken oder Ränder entstehen. Der zweite Anstrich erfolgt nach etwa 20 bis 24 Stunden mit doppeltstarker Lösung (1 : 5).

Zwei bis drei Anstriche dieser Lösung, in gleichen Zeitabständen wie angeführt aufgebracht, genügen, um die beabsichtigte Wirkung zu erzielen. Der Anstrich soll innerhalb einer Minute eintrocknen und ist, wenn dies an einzelnen Stellen nicht geschieht, mit einem Schwamm oder Lappen abzutupfen. Nach dem Trocknen ist ein Versuch zu unternehmen, ob die Oberfläche des Zements, der gewöhnlich eine weißliche

Färbung angenommen hat, genügend fluatiert ist, d. h. den charakteristischen Geschmack des Fluats aufweist oder ein blaues, befeuchtetes Lackmuspapier rötet. Die fluatierten Flächen werden nach Austrocknung so lange mit klarem Wasser abgewaschen, bis das abfließende Waschwasser den sauren Geschmack verloren hat. Soll auf den Anstrich mit Fluaten noch ein Ölfarbenanstrich kommen, so empfiehlt es sich, statt des Magnesiumfluates die sogenannten Blaufluate zu verwenden, die in denselben Lösungen aufgetragen werden.

Außer diesen Anstrichen verwendet man vielfach auch Siderosthen-Lubrose, Leinöl, heißen Asphaltlack und eine Unzahl von Teerprodukten, die täglich angepriesen werden.

Neueste Versuche auf diesem Gebiete (Dr. Karl Roth, Chemiker in Frankfurt a. M.), welche gewissenhaft durch nahezu fünf Jahre geführt wurden, haben ergeben, daß die Vorbedingungen für die Haltbarkeit eines Schutzmittels umso günstiger sind, je älter der Zement ist und je mehr er vor dem Anstriche mit Wasser befeuchtet wurde. Die allererste Grundbedingung ist, die Zusammensetzung des Schutzanstrichmittels für Zement so zu wählen, daß dieses unangreifbar durch Kohlensäure ist.

Die besseren Schutzmittel, insofern diese aus Produkten der trockenen Destillation der Stein- und Braunkohle, aus Fettgasteer, Asphalt und ähnlichen Körpern nach chemisch rationellen Gesichtspunkten hergestellt sind, entsprechen dieser Bedingung im großen und ganzen. Dagegen kann den nur mineralischen Körpern, wie den künstlichen Silikaten, Sikkativen, Kaseïnverbindungen und anderen organischen Kompositionen auf Grund dieser neuesten Versuche keinerlei Bedeutung als Schutzanstrichmittel für Zement gegen die Einwirkungen aggressiven Wassers beigemessen werden.

Ein Teil derartiger Körper unterliegt der Einwirkung der im Wasser gelösten Salze oder der Kohlensäure, ein anderer derjenigen des im Wasser vorhandenen molekular gebundenen Sauerstoffes. Damit ist auf die zweite, einem rationell wirkenden Schutzmittel zu stellende Bedingung hingewiesen, welche lautet: Widerstandsfähigkeit gegen den absorbierten Sauerstoff des Wassers.

Speziell Leinölfirnisse können unter ungünstigen Bedingungen kaum vier Wochen den Angriffen des Sauerstoffes widerstehen. Bei dem chemischen Aufbau von Schutzmitteln müssen eben jene bituminösen, asphalt- und teerartigen Ausgangsmaterialien gemieden werden, welche durch molekular gebundenen Sauerstoff angreifbar sind.

Auf gleicher Richthöhe chemischer Sorglosigkeit steht der technische Aufbau von Anstrichmitteln des Teer-Asphalttypus hinsichtlich seiner atomistischen Festigung gegen die Einwirkung von Wassermikroorganismen und deren Stoffwechselprodukten. Der Lebensprozeß dieser Feinde des Zements sowohl als der Schutzanstriche bedingt es, daß jene Organismen teils durch ihre vegetativen Organe, teils durch Ausscheidungssubstanzen meist sauren Charakters dem mechanischen Verbande des Baumaterials und der Deckmittel verhängnisvoll werden. Hieran ist die Folgerung zu knüpfen, daß ein wirkliches Protektiv für Zement im bakteriologischen Sinne nicht sowohl antiseptisch, als vielmehr aseptisch, oder besser ausgedrückt, steril zu sein hat, denn Schutzmittel rein antiseptischen Charakters werden in ihrer Wirkung bald erschöpft.

Aber selbst wenn ein Schutzmittel alle diese Eigenschaften besitzt und nicht gleichzeitig nach dem Eintrocknen eine zusammenhängende, an keiner Stelle durch die Strömung des Wassers trennbare, undurchdringliche Deckschicht bildet, so wird

es bald versagen. Bleibt der Anstrich zu weich, so kann er auf den gestrichenen Flächen verschoben oder fortgeführt werden; wird er hart und spröde, so dringt durch die entstehenden Haarrisse das Wasser ein, und die Wirkung des Anstriches ist illusorisch.

Widerstandsfähigkeit gegen die mechanischen Einwirkungen des Wassers und zähe, nicht spröde Beschaffenheit nach dem Trocknen sind die von einem nachhaltig wirkenden Zementanstrich zu erfordernden physikalischen Grundeigenschaften.

Das bei Temperaturwechsel auftretende Ausdehnen und Zusammenziehen von Zementkörpern stellt an die Elastizität und Zähigkeit der sie völlig und allseitig umschließenden Deckschicht gleichfalls Anforderungen, denen entsprochen werden muß.

Das Anstrichmittel „Inertol“ der Firma Paul Lechler in Stuttgart soll nun derart aufgebaut sein, daß es den Einwirkungen der Kohlensäure, des Sauerstoffes, sowie der organischen Schädlinge Widerstand zu leisten vermag und eine gegen mechanische Angriffe des Wassers widerstandsfähige, das Wasser nachhaltig abstoßende, zähe, elastische, neutrale und isolierende Deckschicht bildet.

Aus dem in den großen Wasserbehältern zu Frankfurt a. M. jahrelang beobachteten Verhalten des „Inertol“, das seine Entstehung Wasserverhältnissen verdankt, wie sie nach dem Bericht des Kommerzienrates Dyckerhoff, Vorsitzenden des deutschen Betonvereins, noch nicht dagewesen sein sollen, bezw. auf Grund der darüber vorliegenden amtlichen Gutachten (Äußerungen des Stadtrates Rölle, Leiter des Frankfurter Tiefbauamtes) darf gefolgert werden, daß dieses Anstrichmittel auch anderwärts den Grundbedingungen entsprechen dürfte, die an die Eigenschaften eines Anstrichmittels für Zement zu stellen sind.

Besondere Abdichtungen.

In der Praxis des Eisenbetonbaues ist es üblich, die Wassertiefe der Behälter von 5 m nicht zu überschreiten, obschon Erfahrungsresultate vorliegen, daß sich dieses Material für weit höhere Drücke bewährt hat. So wurden auf dem Münchener Lagerplatz der Firma Wayss u. Freytag einige Proberöhren jahrelang einem Druck von 3 Atmosphären ausgesetzt, ohne daß sich Risse und Undichtheiten zeigten. (Siehe ferner die Beispiele ausgeführter Standröhren. Abb. 123.)

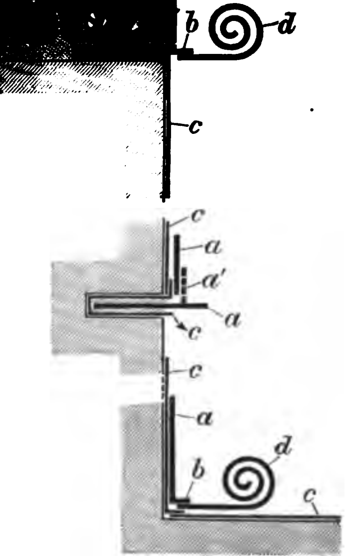


Abb. 2. Abdichtung beim Dortmund-Ems-Kanal.

Überschreitet die Druckhöhe 5 m, so gelangen bei Behältern, insbesondere wenn dieselben der zerstörenden Frostwirkung ausgesetzt sind, besondere Abdichtungen zur Anwendung, von denen im folgenden einige beschrieben werden sollen.

I. Bei den freistehenden Wasserführungen des Dortmund-Ems-Kanals wurde die Abdichtung durch eine Bleieinlage gelöst (Abb. 2). Es handelt sich darum, die metallische Dichtung so anzuordnen, daß sie nicht durch erdelektrische Ladungen als eine Art Akkumulator wirkt, und Vorkehrungen zu treffen, um chemische Prozesse, die zwischen Metall- und Zementplattierungen entstehen können, zu verhindern. Da die nach dieser Methode ausgeführten Werke seit mehreren Jahren bestehen, so können die hierbei angewendeten Einzelheiten allgemein als richtig bezeichnet werden.

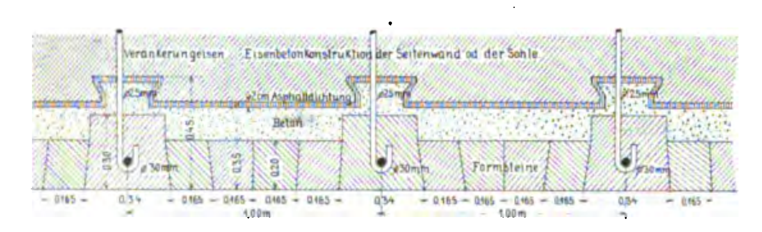
Die metallische Dichtung besteht aus 3 mm starken Tafeln von reinem (99,98 vH. haltigem) Blei, und sind sämtliche Stoßenden mit demselben Material gelötet, so daß man sich das ganze Bauwerk als mit einer einzigen Bleitafel überzogen denken kann. Die Reinheit und Gleichheit des Metalles spielt dabei eine große Rolle. — Führte man die Lötnähte mit anderen Legierungen aus, so würde durch elektrochemische Wirkungen eine allmähliche Zerstörung der Nähte eintreten.

Abbildung 2 stellt Einzelheiten der Befestigung dar, wobei innen *a* die hängende Bleitafel, *b* die Lötnaht, *c*—*c* die Isolierplatten und *d* die auszurollende Bleitafel vorstellt. Das Blei wird durch die Bordsteine *St* am oberen Rande gehalten und ist an den seitlichen und unteren Rändern durch Schlitze mit dem Mauerwerk fest verbunden. Um eine hängende oder stehende Bleiwand mit glattem Mauerwerk zu verbinden, nimmt man den Bleistreifen *a* mit Isolierplatte *c*, der in den Mauerschlitz oder eine Fuge mit Zementmörtel eingesetzt wird, und die hängende Bleitafel, an welche *a*, wie punktiert, herangebogen und verlötet wird.

Die Isolierungen bestehen aus imprägnierter Zellulose und Naturasphaltmischungen, die sich als besonders widerstandsfähig gegen Witterungseinflüsse erwiesen haben. Kunstasphalte sind nicht verwendbar, weil die darin enthaltenen Öle mit den Jahren ihre Form ändern und glashart werden; bei den — wenn auch sehr geringfügigen — Bewegungen, die noch jedes fertige Bauwerk macht, würde ein Zerspringen der Kunstasphaltierungen stattfinden und die langsam zerstörenden Einflüsse auf das Metall zulassen.

Das Löten der Bleinähte wird mit Wasserstoffgas ausgeführt und geschieht mit einer kleinen Flamme, welche die Größe einer halben starken Stecknadel hat und eine bedeutende Temperatur entwickelt.

II. Bei der, von der Betonunternehmung G. A. Wayss u. Cie. in Wien ausgeführten Talsperre für die Stadt Komotau[1]) sollte die wasserseitige Dichtung der Staumauer anfänglich in der Weise durchgeführt werden, daß die Mauer gut verfugt und rauh verputzt und sodann als Überzug eine Komposition von Asphalt und Gudron angebracht werden sollte. Zum Schutze dieser Abdichtung war eine 60 cm starke, verputzte Betonvorlage projektiert, welche durch schwalbenschwanzförmige Eingriffe mit der Mauer verbunden werden sollte.



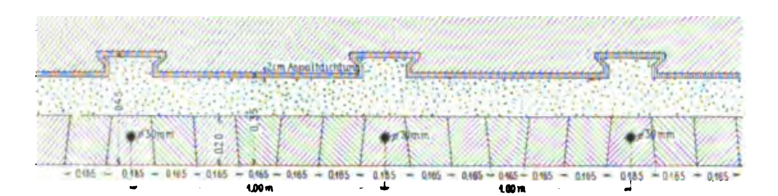


Abb. 3. Formsteinverkleidung.

Mit Rücksicht auf den Umstand, daß zu befürchten war, daß eine derartige große zusammenhängende Betonfläche unter allen Umständen rissig würde und auch kein besonders empfehlendes Aussehen hätte, wurde der Vorschlag der Firma G. A. Wayss u. Cie., statt der einfachen Betonvorlage als Schutz für den wasserdichten Aufzug eine Verkleidung aus Betonformsteinen, Format 35 : 24 : 17, mit Betonhinterstampfung auszuführen, genehmigt (Abb. 3); dieser Vorgang wurde seither auch

[1]) Zeitschr. d. österr. Ingen.- u. Architekt.-Vereines 1904, Nr. 33 u. 34; ferner Festschrift der Stadtgemeinde Komotau.

beim Bau benachbarter und ähnlicher Talsperren mit Erfolg zur Durchführung gebracht.

Aus der großen Zahl der Konkurrenzprojekte gelegentlich des Wettbewerbes für ein Kanalschiffshebewerk bei Prerau seien noch folgende Vorschläge für die Abdichtung von Schleusentrögen und -Kammern angeführt.

III. Projekt: „Renaissance“; Verfasser: Ingenieur Jos. Ant. Spitzer, Direktor der Betonbauunternehmung G. A. Wayss u. Cie., Oberingenieur Anton Schnell, Ingenieur A K. Schuster, Chef der Betonbauunternehmung A. K. Schuster u. Co., Ingenieur August Nowak, Kommissär bei der k. k. Eisenbahn-Baudirektion, Maschinenfabrik F. X. Komarek.

Die Dichtung besteht aus einem Wellblechmantel, welcher mit fettem Portlandzementbeton umkleidet ist. Der wasserdichte Blechmantel wurde aus Wellblech angetragen, um einesteils die Zementhülle damit in sichere, feste Verbindung bringen zu können, anderseits aber auch um nachträglichen Setzungen, Volumenveränderungen des Betons usw., ohne daß Undichtheiten des Betons entstehen, zu begegnen.

IV. Projekt: „Ziehet, ziehet, hebt“; Verfasser: Ingenieur Karl Pollak-Wien, Ingenieur Ignaz Pollak-Wien, Albert Milde u. Comp.-Wien, G. A. Wayss u. Cie.-Wien.

Bei diesem Projekte war die Abdichtung für die Trogwände in ähnlicher Weise wie bei der Talsperre in Komotau mit Formsteinverkleidung projektiert. Die Seitenkammern, die während des Betriebes auch unter erhöhtem Luftdruck stehen, waren mit einer 4 mm starken, entsprechend versteiften Blechauskleidung ausgestattet, welche in feste Verbindung mit der Eisenbetonkonstruktion des ganzen Bauwerks gebracht ist.

Die Blechhaut ist vernietet und verstemmt, sowie mit einem vor Rost schützenden und die Nähte dichtenden Anstrich, welcher unter Luftdruck aufgebracht wird, versehen. Die konstruktive Durchbildung der Blechauskleidung ermöglicht in leichter Weise die nachträgliche Auswechslung einzelner Platten. Die Erprobung der Kammern auf Dichtheit erfolgt in mit Luft angeblasenem Zustande durch Absuchen der Nietnähte mit einer offenen Stichflamme.

Chemische Einwirkung verschiedener Flüssigkeiten.[1])

Über das chemische Verhalten des Betons gegenüber den verschiedenen Flüssigkeiten liegen aus dem reinen Betonbau zahlreiche alte Erfahrungen vor, welche in gleicher Weise für den Eisenbetonbau Beachtung finden.

Die rostschützende Eigenschaft des Betons beweist ferner die große Zahl der Behälter und Entwässerungsröhren, welche, nach Moniers Bauweise hergestellt, schon jahrzehntelang ihrem Zweck dienen und keine Spur von Rost an den Eiseneinlagen erkennen lassen. Es liegen heute Untersuchungen von 20 Jahre alten Kanalisationen aus Monierröhren vor, in denen sich die Eisenstäbe so erhalten haben, wie sie aus dem Walzwerke gekommen sind. (Diesbezügliche Untersuchungen von Professor Bauschinger 1892.) Diese Eigenschaft des Betons wird einer chemischen Wirkung zugeschrieben, welche zwischen dem Eisen und dem Zement eintritt, wobei ein Doppelsilikat gebildet wird, das die eigentliche Schutzhülle des Eisen darstellt. Unterliegt der Beton äußeren chemischen Einflüssen, so wird nach einiger Zeit auch

[1]) Siehe auch L. v. Tetmajer in „Mitteilungen der Anstalt zur Prüfung von Baumaterialien in Zürich“ Heft 6 u. 7. Über Einwirkung fetter Öle und Mineralöle im „Protokoll des Vereines deutscher Portlandzementfabrikanten“ 1892 und in d. Zeitschrift „Baumaterialkunde“ 1905. Über die Wirkung der Pferdejauche, „Berliner Mitteilungen“ 1900. Über Ergebnisse der Untersuchung des zerstörenden Einflusses von schwefelsauren Moor- und Grundwässern auf Betonbauten veröffentlicht Dr. W. Thörner in der „Chemikerzeitung“ 1905, Nr. 97, über den Einfluß einiger Lösungen auf Portland- und Schlackenzement Dr. Heinrich Renezeder in der „Österr. Wochenschr. für den öffentl. Baudienst“ 1907, Heft 3.

diese rostschützende Wirkung in Frage gestellt, weshalb in solchen Fällen besondere Vorsichtsmaßregeln zu treffen sind (siehe Anstriche).

Die stetige Verbesserung der Qualität des Portlandzementes und die auf dem Gebiete der Zementverarbeitung gewonnene Erkenntnis hat das Mißtrauen, welches durch die frühere unfachgemäße Herstellung der Zementarbeiten Platz gegriffen hatte, allmählich beseitigt.

Bei Einwirkung von Wasser auf Zement ist es vor allem die molekular gebundene Kohlensäure, welche unter gewissen chemischen Bedingungen die Substanz des künstlichen Silikats durch Bildung nicht mehr bindungsfähiger und im Überschuß von kohlensäurehaltigem Wasser löslicher Salze verändern kann. Durch diesen chemischen und physikalischen Prozeß wird der Zement häufig seiner Kohäsionsfähigkeit und damit seines mechanischen Widerstandsvermögens entkleidet.

Man wird diesem Umstande in Fällen, wo es sich um die Ansammlung von Mineralwässern handelt, ein besonderes Augenmerk zuwenden müssen.

Die Praxis hat uns indessen belehrt, daß bei häufigem Wechsel dieser Wässer sich die Anwendung fetter Mörtelmischungen zufriedenstellend bewährt hat, indem die Beschädigungen entweder ganz ausbleiben oder aber so langsam vor sich gehen, daß von Zeit zu Zeit Erneuerungen der Mörtelschicht nötig wurden, eine Reparatur, die geringere, höchstens ebenso große Kosten erfordert wie die Instandhaltung von Behältern aus anderen Baustoffen.

Nicht selten tritt ein Selbstschutz ein, der wie folgt erklärt wird: Gleichzeitig mit der Auslaugung des Kalkes bildet sich auf der Oberfläche der angegriffenen Schicht oft ein gallertartiger Überzug aus Kieselsäure, Tonerde und Eisenoxyd, der in jenen Fällen, wo er durch die Bewegung des Wassers nicht zerstört wird, sehr beständig sein kann und der freien Kohlensäure den Zutritt zu der hinterliegenden Schicht versperrt. Dieser Schutz ist ein erhöhter, wenn das Wasser organische Stoffe enthält, die sich dem gallertartigen Überzug beimischen. Der wirksamste Schutz ist aber in der Beschaffenheit des Mörtels selbst zu schaffen: je dichter derselbe ist, umsomehr ist der freien Kohlensäure der Zutritt zum Innern des Mörtels erschwert. Bildet sich überdies die eben beschriebene Schicht, so kann die Gefährdung im praktischen Sinne als beseitigt betrachtet werden.

Daraus erklärt es sich, daß Fälle von einiger Bedeutung der Beschädigung von Zementmörtel durch einen Gehalt des Wassers an freier Kohlensäure bisher nur äußerst selten beobachtet wurden, selbst nicht bei Wässern kohlensäurereicher Mineralquellen. In der Praxis hat sich daher die Regel herausgebildet: In Fällen, wo Zementmörtel mit kohlensäurehaltigem Wasser in Berührung kommt, sollen fette Mörtelmischungen (1 : 1, 1 : 2) angewendet werden.

Eine weitere Beachtung ist der Einwirkung der Schmutzwässer (Abwasserreinigung und Kläranlagen), wie sie von städtischen Abzugskanälen geführt werden, zu schenken.

Dieselben sind gleichfalls kohlensäurereich, auch enthält die über dem Wasser stehende Luft Kohlensäure.

Die Erfahrungen mit fetten Mörtelmischungen sind auch hier günstig, wie an zahlreich ausgeführten städtischen Kanalbauten konstatiert wurde. Die Erklärung des günstigen Verhaltens wird der sich bildenden Sielhaut zugeschrieben.

Enthalten diese Abwässer Säuren als schädliche Bestandteile, wie dies insbesondere bei Abwässern aus industriellen Betrieben zutrifft, so sind in der Weise Schutzvorkehrungen zu treffen, daß das zugeführte Wasser höchstens 0,1 vH. an Säuren

enthalten darf. Die chemische Wirksamkeit dieser Wässer wird bei höheren Temperaturen der Flüssigkeit eine bedeutendere.

Die gleiche Grenze pflegt auch für Alkalien und Kochsalz getroffen zu werden, obschon diesen Stoffen eine schädliche Wirkung auf Zementmörtel nicht zugesprochen werden kann. So sind bei der k. k. Salinenverwaltung in Aussee von der Firma N. Rella u. Neffe ausgeführte Zuleitungsgerinne für gesättigte Salzsole in Verwendung, mit welchen die besten Erfahrungen gemacht wurden.

Von Versuchen über Säurebeständigkeit sei über die durch das Königliche Materialprüfungsamt der Technischen Hochschule Berlin ausgeführten Versuche berichtet:

Das Verhalten des Zements gegenüber der Einwirkung von Seewasser und schwachen Säuren zu ermitteln an 8 und 28 Tage alten Mörtelproben aus:

a) 1 R.-T. imprägniertem Zement (Firma Liebold u. Co. in Weimar) und 2 R.-T. Freienwalder Rohsand.

b) 1 R.-T. gewöhnlichem Zement und 2 R.-T. Freienwalder Rohsand.

Die 8 Tageproben sollten 3 Tage an der Luft (davon den ersten Tag in der Form), 5 Tage unter feuchten Tüchern aufbewahrt werden und dann 28 Tage in Seewasser bezw. 14 Tage in schwache Säuren kommen.

Die 28 Tageproben sollten die ersten 8 Tage ebenso wie die 8 Tageproben behandelt werden, dann 20 Tage im feuchten Raum an der Luft lagern und schließlich 28 Tage unter Seewasser bezw. 14 Tage in schwache Säuren kommen.

Je 5 bezw. 1 Würfel der zu prüfenden Mischungen wurden bei dem vorgeschriebenen Alter in die Versuchsflüssigkeiten (Seewasser, 5 vH. Salzsäure, 5 vH. Salpetersäure, 5 vH. Schwefelsäure, 5 vH. Essigsäure, 10 vH. Essigsäure) gleich tief eingetaucht, 28 Tage in dem Seewasser und 14 Tage in den Säurelösungen belassen.

Das Seewasser wurde zum ersten Male nach 3 Tagen und später alle 8 Tage, die Säurelösungen wurden alle 3 Tage erneuert. Vor dem Eintauchen in die Versuchsflüssigkeit und nach Beendigung der Beobachtung wurden die Gewichte der Proben festgestellt.

Nachstehende Tabellen enthalten die Versuchsergebnisse:

Verhalten in Seewasser.[1])

Art des Zements	Gewicht vor Beginn des Versuches	Gewicht nach 28 Tagen Einwirkung von Seewasser	Gewichtszunahme	
	g	g	g	vH.
8 Tage alte Proben (5 Versuche)				
Imprägnierter Zement	806	812	8,06	1,06
Gewöhnlicher Zement	810	824,4	14,4	2,00
28 Tage alte Proben (5 Versuche)				
Imprägnierter Zement	800	811	11	1,4
Gewöhnlicher Zement	799	822	27,4	2,9

[1]) Hervorragende Arbeiten auf diesem Gebiete wurden von Le Chatelier, Candlot, D. W. Michaelis, Rebuffat, Schuljatschenko u. a. im Verlaufe der letzten Jahrzehnte geliefert.

Verhalten in verdünnten Säuren.

Art des Zements	Bezeichnung der Säuren	Gewicht vor Beginn des Versuches g	Gewicht nach 14 Tagen Einwirkung der Säuren g	Gewichtsabnahme g	vH.
	8 Tage alte Proben				
Imprägnierter Zement	5 vH. Salzsäure	800	745	55	6,9
	5 „ Salpetersäure	805	758	47	5,8
	5 „ Schwefelsäure	798	728	70	8,9
	5 „ Essigsäure	805	794	11	1,4
	10 „ „	805	790	15	1,9
Gewöhnlicher Zement	5 vH. Salzsäure	802	709	93	11,6
	5 „ Salpetersäure	808	728	80	9,9
	5 „ Schwefelsäure	811	752	59	7,3
	5 „ Essigsäure	814	802	12	1,5
	10 „ „	814	787	27	3,3
	28 Tage alte Proben				
Imprägnierter Zement	5 vH. Salzsäure	797	758	39	4,9
	5 „ Salpetersäure	795	765	30	3,8
	5 „ Schwefelsäure	805	750	55	6,8
	5 „ Essigsäure	795	788	7	0,9
	10 „ „	805	795	10	—
Gewöhnlicher Zement	5 vH. Salzsäure	800	740	60	7,5
	5 „ Salpetersäure	818	782	36	4,4
	5 „ Schwefelsäure	798	759	39	4,9
	5 „ Essigsäure	813	795	18	2,2
	10 „ „	820	800	20	2,4

Groß-Lichterfelde-West, den 27. Juli 1904.

Form der Flüssigkeitsbehälter.

Nach dem Grundrisse der Behälterwandung unterscheiden wir: kreisrunde, rechteckige und polygonale Behälter.

In statischer Hinsicht ist dem kreisförmigen Grundriß der Vorzug zu geben, da die Wandungen durch den Druck der Flüssigkeitssäule nur durch Normalkräfte beansprucht werden. Bei rechteckigen und polygonalen Behältern sind die Wandungen der Einwirkung von Normalkräften und Momenten unterworfen, weshalb bei diesen Formen die Erreichung der Wasserdichtheit größere Umsicht und Genauigkeit der Ausführung erfordert.

Bei freistehenden kreisförmigen Behältern geringen Kubikinhaltes stellen sich die Kosten für 1 m² Wandung und Sohle erfahrungsgemäß gleich groß, es läßt sich somit für ein gegebenes Volumen V die geringste benetzte Oberfläche O ermitteln.

$$\left.\begin{aligned} V &= \frac{\pi \cdot d^2 \cdot h}{4} \quad \ldots\ldots \quad \mathrm{I} \\ O &= \frac{\pi d^2}{4} + \pi \cdot d \cdot h \quad \ldots\ldots \quad \mathrm{II} \end{aligned}\right\} d = \text{Durchmesser},\ h = \text{Wandhöhe}.$$

Aus I folgt $h = \frac{4\,V}{\pi d^2}$, mithin wird II:

$$O = \frac{\pi d^2}{4} + \frac{4\,V}{d}.$$

Die benetzte Oberfläche wird ein Minimum für

$$f'(O) = \frac{\pi d}{2} - \frac{4\,V}{d^2} = 0, \text{ d. h. für}$$

$$\left\{\begin{aligned} d &= \frac{2}{\sqrt[3]{\pi}} \cdot \sqrt[3]{V} = 1{,}3655\,\sqrt[3]{V} \\ h &= \frac{1}{\sqrt[3]{\pi}} \cdot \sqrt[3]{V} = \frac{d}{2}. \end{aligned}\right.$$

Sind bis zu einer Wasserhöhe h gleiche Kosten für 1 m² Wandung und Sohle konstatiert worden, so erhalten wir den maximalen Kubikinhalt

$$V_{max} = \pi \cdot h^3.$$

Nachstehende Tabelle zeigt die Beziehungen zwischen h, V_{max} und d für unbedeckte Behälter, wenn die Kosten für 1 Quadrateinheit Wand- oder Sohlenfläche gleich groß zu stehen kommen:

h in m	V_{max} in m³	d in m
1,50	10,60	3,00
2,00	25,00	4,00
2,50	49,00	5,00
3,00	85,00	6,00
3,50	135,00	7,00
4,00	201,00	8,00
4,50	286,00	9,00
5,00	392,00	10,00

Erhalten die Behälter eine Decke oder sind sie im Boden versenkt angeordnet, so muß die günstigste Anordnung den jeweiligen Verhältnissen entsprechend ermittelt werden. Sind z. B. bei eingedeckten Behältern gleiche Kosten für 1 Quadrateinheit der Decke, Wandung und Sohle konstatiert worden, so besteht die Beziehung:

$$\left\{\begin{aligned} d &= \frac{\sqrt[3]{4}}{\sqrt[3]{\pi}} \cdot \sqrt[3]{V} = 1{,}084\,\sqrt{V} \\ h &= \frac{\sqrt[3]{4}}{\sqrt[3]{\pi}} \cdot \sqrt[3]{V} = d \end{aligned}\right.$$

$$V_{max} = \frac{\pi h^3}{4} = 0{,}785398 \cdot h^3.$$

Es bestehen für diesen Fall nachstehende Beziehungen zwischen h, V_{max} und d:

h in m	V_{max} in m³	d in m
1,50	2,65	1,50
2,00	6,30	2,00
2,50	12,30	2,50
3,00	21,20	3,00
3,50	33,70	3,50
4,00	50,25	4,00
4,50	71,50	4,50
5,00	98,00	5,00

Behälter im Innern von Gebäuden erhalten wegen der besseren Raumausnutzung rechteckige Grundrißform. Um die in den Wänden auftretenden Biegungsmomente bei großen Wandlängen zu vermindern, werden, wo tunlich, Zwischenwände eingeschaltet. Diese können bis zur Sohle hinabreichen oder unmittelbar über der Sohle eine Verbindung freilassen.

Die Eindeckung der Behälter kann durch Gewölbe, Platten- oder Plattenbalkendecken erfolgen. Bei größeren Spannweiten und schwerer Deckschicht wird die Anwendung von Zwischenstützen nötig.

Werden gleich große Behälterzellen in Gruppen angeordnet, so ergibt sich für jede Einzelzelle die sechseckige Grundrißform.

Die erhöht angeordneten Behälter zeigen entweder die eben besprochenen Formen, wobei der Behälterboden als Decke für die zu tragende Wasserlast ausgebildet ist, oder aber sie sind nach der Bauart von Dr.-Ing. Intze ausgeführt.

Der turmartige Aufbau der Hochbehälter besteht entweder aus Mauerwerk oder aus einem Gerippe in Eisenbetonkonstruktion. In Fabrikanlagen können Schornsteine zugleich das Tragwerk der Hochreservoire bilden.

Den später folgenden Abbildungen sind die verschiedenartigsten Ausführungen zu entnehmen.

Statische Berechnung der Grundformen.

a) Behälter mit kreisförmigem Grundriß.

Bei kreisförmigem Grundriß sind die Wandungen auf Zug bezw. Druck in tangentialer Richtung beansprucht. Denken wir uns an allen Umfangspunkten Gelenke angeordnet, so wird durch die radial gerichtete, für 1 Umfangeinheit gleiche Belastung nur eine Längenänderung des Umfanges eintreten können, welcher eine gleichmäßige Inanspruchnahme entspricht; eine Änderung der Grundrißform tritt nicht ein. Eine Momentenwirkung tritt nirgends auf, da wir alle Umfangspunkte durch Gelenke ersetzt denken können.[1])

Die Normalkraft in jedem einzelnen vertikal geführten Querschnitt der ringförmigen Wandung ist allgemein

$$N = p \cdot r, \text{ wenn}$$

p die Belastung für 1 Umfangseinheit,
r der Radius des Ringes ist.

[1]) In welcher Weise eine gänzliche oder teilweise Einspannung der Behälterwand mit der Sohle Berücksichtigung findet, zeigt die statische Berechnung des Gasbehälterbeckens in St. Gallen von Maillart u. Cie. (siehe Gruppe I. C. Abb. 72).

Ist der Druck p radial von innen nach außen gerichtet, so ist $N = Z$ eine Zugkraft. Wirkt p von außen nach innen, so ist $N = D$ eine Druckkraft.

Bei Behältern kommen Flüssigkeits- und Erddrücke in Betracht. Der Druck einer tropfbaren Flüssigkeit mit dem spezifischen Gewichte γ für 1 Kubikeinheit bei einer Höhe der Flüssigkeitssäule von h gegen eine gleich hohe Wand mit der Breite $= 1$ ist:

$$p = \gamma \cdot \frac{h^2}{2}.$$

Für Wasser, mit $\gamma = 1000$ kg für 1 m³, erhalten wir:

$$p_w = 500\, h^2.$$

Der Druck p_e eines Erdprismas von der Höhe h_e wird bei Vernachlässigung der Reibung zwischen Erde und Wandung und einem natürlichen Böschungswinkel von $\varphi = 30°$ (entsprechend: nasse Dammerde, feuchter Kies und Schotter, $\gamma = 1800$ kg für 1 m³) nach der Formel

$$p_e = \frac{\gamma \cdot h_e^2}{6}$$

berechnet. Speziell für $\gamma = 1800$ kg für 1 m³ ist:

$$p_e = 300\, h_e^2.$$

Um das später folgende nomographische Diagramm auch für Erddruck benutzen zu können, drücken wir die Höhe h_e durch die Höhe h einer Wassersäule aus, die denselben Druck $p_w = p_e$ ergibt.

Allgemein ist dann

$$h = \frac{h_e}{54{,}772} \cdot \sqrt{\gamma},$$

speziell für $\gamma = 1800$ kg für 1 m³ wird

$$h = 0{,}7745\, h_e.$$

Eine diesbezügliche Umrechnungsskala ist auf dem eben erwähnten Diagramm der Abb. 4 angebracht; die linke Teilung entspricht der Höhe h_e, die rechte Teilung zeigt den Gleichwert h.

Erfolgt der Druck von innen nach außen und wird durch eine Flüssigkeitssäule von h und γ bewirkt, so ist die gesamte Zugkraft, die auf die Wandung von der Höhe h wirkt,

$$Z = p \cdot r = \gamma \cdot r \cdot \frac{h^2}{2}$$

von den angeordneten Eisenringen mit dem Gesamtquerschnitt fe_h aufzunehmen. Es muß also auch $Z = fe_h \cdot \sigma_e$ sein.

Die gesamte Eisenquerschnittsfläche der Ringe für die Höhe h ist danach

$$fe_h = \frac{\gamma r}{\sigma_e} \cdot \frac{h^2}{2}.$$

Für Wasser mit $\gamma = 1000$ kg für 1 m³ und für die Eisenbeanspruchung $\sigma_e = 1000$ kg für 1 cm² erhalten wir die spezielle Formel:

$$fe_h = \frac{r h^2}{2}.$$

Da der Druck der Flüssigkeitssäule proportional mit deren Höhe wächst, so kann die Verteilung des Eisenquerschnitts keine gleichmäßige sein. Wir berechnen deshalb den gesamten Eisenquerschnitt bis zur Tiefe h_1 $(< h)$

$$fe_{h_1} = \frac{\gamma \cdot r}{\sigma_e} \cdot \frac{h_1^2}{2}$$

und speziell für $\gamma = 1000$, $\sigma_e = 1000$: $fe_{h_1} = \dfrac{r h_1^2}{2}$.

Im Ring von der Höhe $h - h_1$ ist somit der Eisenquerschnitt

$$\Delta fe = fe_h - fe_{h_1}.$$

Indem wir die Höhe so in eine Anzahl Ringe zerlegen, erhalten wir die Verteilung des Eisens.

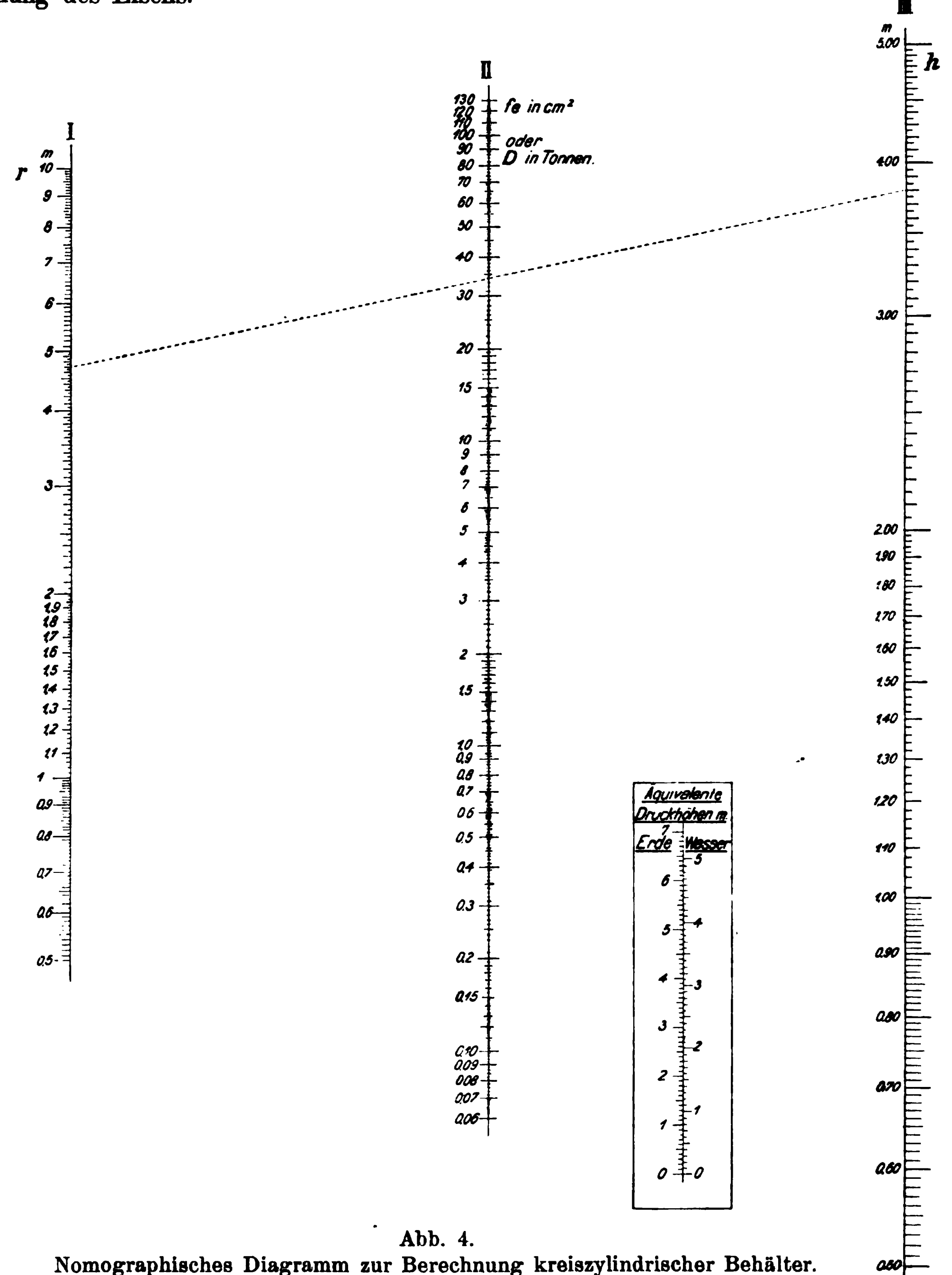


Abb. 4.
Nomographisches Diagramm zur Berechnung kreiszylindrischer Behälter.

Das Diagramm der Abb. 4, welches nach den Regeln der Nomographie ermittelt wurde, gestattet für beliebige Halbmesser und Wasserhöhen bis $h = 5$ den zugehörigen Gesamteisenquerschnitt sofort abzulesen.

Teilung I trägt die Halbmesser r in m, Teilung II die Eisenquerschnittsflächen fe_h in cm² und $Z = D = fe_h \cdot \sigma_e$ in Tonnen, Teilung III endlich die Höhe h bis zum Wasserspiegel.

Jede geradlinige Verbindung schneidet auf den Teilungen einander entsprechende Werte ab (die eingezeichnete gestrichelte Gerade ist die Verbindung der gegebenen Werte $r = 4{,}70$ m auf I mit $h = 3{,}8$ auf III, welche auf II die Lösung $fe_h = 34$ cm² ergibt).

Die Verteilung des Eisens erfolgt mit Hilfe des Diagramms in der Weise, daß man von dem gegebenen Wert r der Teilung I Strahlen zu den Punkten, die mit h, h_1, h_2 usw. beziffert sind, legt; der abgelesene Wert auf II ist fe_h, fe_{h_1}, fe_{h_2} usw., so daß für jeden Ring das Eisen ermittelt werden kann.

In gleicher Weise können für bestimmte Werte fe_h die Ringhöhen ermittelt werden.

Handelt es sich um eine Flüssigkeit mit dem spezifischen Gewichte γ, so geschieht die Ermittlung wie für eine gleich hohe Wassersäule, nur ist dann der abgelesene Eisenquerschnitt mit $\frac{\gamma}{1000}$ zu multiplizieren. Ist die zulässige Inanspruchnahme σ_e von 1000 kg für 1 cm² abweichend, so wird die Ablesung fe_h mit $\frac{1000}{\sigma_e}$ multipliziert, treten endlich beide eben bezeichneten Veränderungen ein, so wird der abgelesene Eisenquerschnitt mit dem Verhältnis $\frac{\gamma}{\sigma_e}$ multipliziert, um das entsprechende Resultat zu erhalten.

Wirkt ein Erddruck von außen nach innen gegen die Wandung, so erfolgt zunächst dessen Umrechnung mittels der angebrachten Teilung in eine gleichwertige Wasserhöhe, das auf Teilung II abgelesene D_h gibt den Gesamtdruck im Vertikalschnitt der Wandung. In gleicher Weise wird für $h_1 < h$ der Druck D_{h_1} ermittelt, so daß auf den Ring von der Höhe $h - h_1$ die Druckkraft

$$\triangle D = D_h - D_{h_1} \text{ entfällt.}$$

Die mittlere Betonstärke d in cm der Wandung des Ringes von der Höhe $h - h_1$ in cm ist, wenn σ_b die zulässige Druckbeanspruchung des Betons in kg für 1 cm², $\triangle fe$ der früher angeordnete Eisenquerschnitt in cm² und $\triangle D$ in kg ausgedrückt wird:

$$d = \frac{\triangle D - \triangle fe \cdot 15 \cdot \sigma_b}{\sigma_b (h - h_1)}.$$

Erfolgt die Eindeckung der Behälter mittels einer Kuppel vom Horizontalschube H kg für 1 m Umfang, so ist zu dessen Aufnahme ein Eisenring vorzusehen, dessen wirksamer Querschnitt

$$fe = \frac{H \cdot r}{\sigma_e}$$

beträgt. Zu dieser Ermittlung kann auch das Diagramm benutzt werden, wenn vorher die gleichwertige Wasserhöhe $h = \sqrt{\frac{H}{500}}$ berechnet wurde.

b) Behälter mit rechteckiger Grundrißfläche.

Die statische Auffassung der Behälter mit rechteckiger Grundrißform ist entsprechend der Größe dieser Ausführungen eine verschiedene.

1) Kleinere Behälter denkt man sich in gleicher Weise wie die kreisförmigen Behälter durch Horizontalschnitte in einzelne Rahmen geteilt, wobei die Tragarmatur horizontale geschlossene Ringe bildet. Die Abweichung von der Kreisform hat zur Folge, daß in den Ecken und Wandflächen Biegungsmomente auftreten, welche bei

größeren Behältern bedeutende Querschnittsabmessungen zur Folge haben, wodurch dieser Auffassung eine Grenze gesetzt wird.

2) Bei Behältern, deren Seitenlängen des rechteckigen Grundrisses das zu 1 allgemein erwähnte Maß überschreiten, findet eine Unterteilung der Wände durch standfähige Strebepfeiler statt.

Die kontinuierlich verlaufende Platte oder Plattenbalkenkonstruktion stützt sich gegen diese armierten Strebepfeiler, die selbst nach der gleichen Methode wie die Streben der eisenarmierten Stützmauern berechnet werden.

3) Eine weitere Auffassung ist: daß die — als Platte oder Plattenkonstruktion ausgebildete — Wand in der Decke und Sohle ihre Stützung findet und dortselbst bis zu einem gewissen Grade eingespannt wird. Die Tragarmatur verläuft hier in vertikaler Richtung.

Berechnung der Behälter zu 1.

Denkt man sich nebenstehenden, für 1 Umfangseinheit mit p belasteten rechteckigen Rahmen (Abb. 5) mit konstantem Trägheitsmoment bei A eingespannt und bei B durchschnitten, so tritt an dieser Stelle B eine Längskraft $P = p \cdot \frac{L}{2}$ und ein statisch unbestimmtes Moment M' auf.

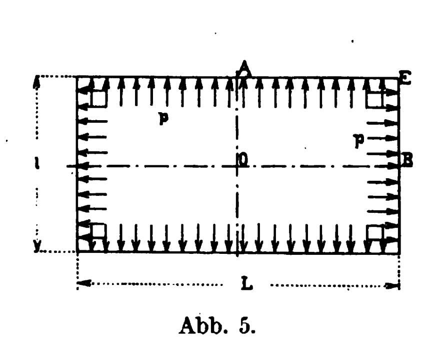


Abb. 5.

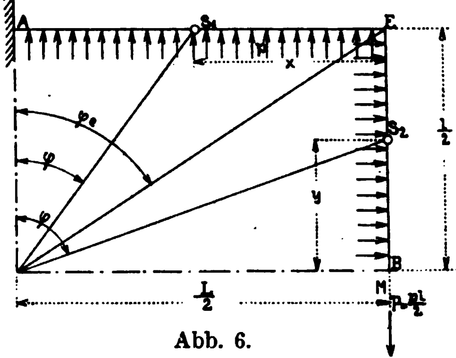


Abb. 6.

Die Berechnung der Momente erfolgt daher (Abb. 6):

I. in der Strecke AE für einen beliebigen Punkt S_1, der durch den Winkel φ gekennzeichnet ist,

$$M_I = M' + \frac{pL}{2} \cdot x - \frac{px^2}{2} - \frac{pl^2}{8}$$

oder, da

$$x = \overline{AE} - \overline{AS_1} = \frac{L}{2} - \frac{l}{2} \operatorname{tg} \varphi,$$

auch

$$M_I = M' + \frac{pL}{2}\left(\frac{L}{2} - \frac{l}{2} \operatorname{tg} \varphi\right) - \frac{p}{2}\left(\frac{L}{2} - \frac{l}{2} \operatorname{tg} \varphi\right)^2 - \frac{pl^2}{8};$$

II. in der Strecke EB für den durch den Winkel φ gekennzeichneten Punkt S_2

$$M_{II} = M' - \frac{py^2}{2}, \quad \text{wobei } y = \frac{L}{2} \cdot \operatorname{tg}(90 - \varphi) = \frac{L}{2} \cdot \operatorname{cotg} \varphi \text{ ist,}$$

mithin

$$M_{II} = M' - \frac{pL^2}{8} \cdot \operatorname{cotg}^2 \varphi.$$

Sind alle Stabelemente zwischen zwei beliebigen Punkten Verbiegungen und Verlängerungen unterworfen, so ändert sich bekanntlich der Kontingenzwinkel zwischen diesen Punkten um

$$\Delta(\varphi_2 - \varphi_1) = \int \Delta\, d\varphi,$$

nun besteht aber die Beziehung

$$\frac{\Delta\, d\varphi}{ds} = \frac{M}{EJ},$$

mithin beträgt die Winkeländerung

$$\Delta(\varphi_2 - \varphi_1) = \int \frac{M}{EJ} \cdot ds$$

oder für konstante Werte EJ auch

$$\Delta(\varphi_2 - \varphi_1) = \frac{1}{EJ}\int M ds.$$

Der rechteckige Rahmen ändert infolge der eingezeichneten Belastung seine Form, wird aber wegen der Symmetrie zu den Achsen OA und OB symmetrisch bleiben, d. h. die Punkte A und B behalten ihre Lage OA bezw. OB bei; mithin ist für diese die Bedingung

$$\Delta(\varphi_2 - \varphi_1) = \frac{1}{EJ}\int_0^{\frac{\pi}{2}} M ds = 0$$

oder

$$\int_0^{\frac{\pi}{2}} M ds = 0$$

maßgebend.

Zufolge der Form des Rahmens zerlegen wir die Summe $\int_0^{\frac{\pi}{2}} M ds$ in ihre Summanden

$$\int_0^{\frac{\pi}{2}} M\, ds = \int_0^{\varphi_e} M_{\text{I}}\, ds_{\text{I}} + \int_{\varphi_e}^{\frac{\pi}{2}} M_{\text{II}}\, ds_{\text{II}}.$$

Wir schreiten nun zunächst zur Bestimmung der Streckenelemente ds_{I} und ds_{II}.

Bestimmung von ds_{I}: Wir beschreiben um den Punkt O mit dem Radius $r = \frac{1}{2}\sqrt{L^2 + l^2}$ einen Kreis (Abb. 7), derselbe schneidet mit den Schenkeln des Winkels $d\varphi$ die Bogenstrecke ds^b ab. Auf der Strecke AE wird das Element ds_1 abgeschnitten. Die Strecke $\overline{OS} = \frac{l}{2\cos\varphi}$; es besteht somit die Beziehung

$$\overline{NR} : ds_1 = r : \frac{l}{2\cos\varphi},$$

woraus $ds_1 = \frac{\overline{NR} \cdot l}{2r\cos\varphi}$ resultiert. Die Strecke $\overline{NR}$ wird aus dem Dreieck NRT bestimmt.

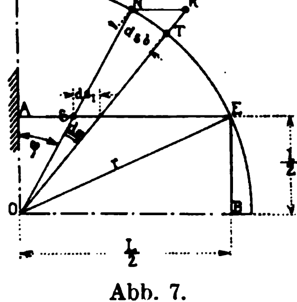


Abb. 7.

$$\overline{NR} = \frac{r \cdot d\varphi \cdot \sin(90 + d\varphi)}{\cos(\varphi + d\varphi)} = \frac{r\, d\varphi \cdot \cos d\varphi}{\cos\varphi \cos d\varphi - \sin\varphi \sin d\varphi}$$

und schließlich, da bei unbeschränkt kleinem Winkel $d\varphi$ der Punkt T ein Bogenpunkt wird,

$$NR = \frac{r\,d\varphi}{\cos\varphi},$$

mithin wird der frühere Ausdruck

$$d s_{\mathrm{I}} = \frac{l}{2} \cdot \frac{d\varphi}{\cos^2\varphi}.$$

Abb. 8.

Bestimmung von ds_{II}: Wir finden wieder

$$\overline{NR} : ds_{\mathrm{II}} = r : \frac{L}{2\sin\varphi}$$

$$ds_{\mathrm{II}} = \frac{\overline{NR} \cdot L}{2r\sin\varphi}.$$

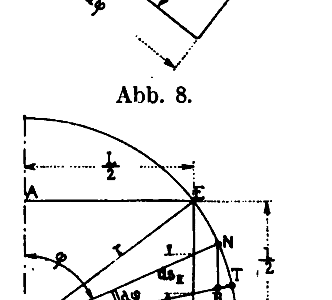


Abb. 9.

Aus dem Dreieck NRT (Abb. 8 u. 9) folgt

$$\overline{NR} = \frac{r \cdot d\varphi}{\sin\varphi},$$

mithin

$$d s_{\mathrm{II}} = \frac{L}{2} \cdot \frac{d\varphi}{\sin^2\varphi}.$$

Mit Berücksichtigung dieser Werte lautet unsere Summe auch

$$\int_0^{\frac{\pi}{2}} M ds = \int_0^{\varphi e} \left\{ M' + \frac{pL^2}{4} - \frac{pL \cdot l}{4} \cdot \operatorname{tg}\varphi - \frac{p}{2}\left(\frac{L}{2} - \frac{l}{2}\operatorname{tg}\varphi\right)^2 - \frac{pl^2}{8} \right\} \frac{l}{2} \cdot \frac{d\varphi}{\cos^2\varphi}$$

$$+ \int_{\varphi e}^{\frac{\pi}{2}} \left\{ M' - \frac{pL^2}{8} \operatorname{cotg}^2\varphi \right\} \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{d\varphi}{\sin^2\varphi} = 0$$

oder

$$\left[\frac{M'l}{2} + \frac{plL^2}{16} - \frac{pl^3}{16}\right] \cdot \int_0^{\varphi e} \frac{d\varphi}{\cos^2\varphi} - \frac{pl^3}{16} \cdot \int_0^{\varphi e} \frac{\operatorname{tg}^2\varphi}{\cos^2\varphi} \cdot d\varphi + \frac{M'L}{2} \cdot \int_{\varphi e}^{\frac{\pi}{2}} \frac{d\varphi}{\sin^2\varphi}$$

$$- \frac{pL^3}{16} \cdot \int_{\varphi e}^{\frac{\pi}{2}} \frac{\operatorname{cotg}^2\varphi}{\sin^2\varphi} \cdot d\varphi = 0.$$

Die in vorstehender Gleichung auftretenden bestimmten Integrale ergeben nach ihrer Auflösung mit Berücksichtigung von

$$\sin\varphi_e = \frac{L}{\sqrt{L^2 + l^2}}, \quad \cos\varphi_e = \frac{l}{\sqrt{L^2 + l^2}}, \quad \operatorname{tg}\varphi_e = \frac{L}{l} \text{ und } \operatorname{cotg}\varphi_e = \frac{l}{L}$$

die Werte

$$\int_0^{\varphi e} \frac{d\varphi}{\cos^2\varphi} = \Big[\operatorname{tg}\varphi\Big]_0^{\varphi e} = \frac{L}{l}$$

$$\int_0^{\varphi e} \left(\frac{\operatorname{tg}\varphi}{\cos\varphi}\right)^2 \cdot d\varphi = \int_0^{\varphi e} \sin^2\varphi \cdot \cos^{-4}\varphi \cdot d\varphi = \frac{1}{6}\left[\operatorname{tg}\varphi\left(\frac{3}{\cos^2\varphi} - \frac{1}{\cos^2\varphi} - 2\right)\right]_0^{\varphi e} = \frac{L^3}{3\,l^3}$$

$$\int_{\varphi e}^{\frac{\pi}{2}} \frac{d\varphi}{\sin^2\varphi} = \Big[-\operatorname{cotg}\varphi\Big]_{\varphi e}^{\frac{\pi}{2}} = \frac{l}{L}$$

$$\int_{\varphi_e}^{\frac{\pi}{2}} \left(\frac{\operatorname{cotg}\varphi}{\sin\varphi}\right)^2 \cdot d\varphi = \int_{\varphi_e}^{\frac{\pi}{2}} \cos^2\varphi \cdot \sin^{-4}\varphi \cdot d\varphi = \frac{1}{3}\left[-\operatorname{cotg}^3\varphi\right]_{\varphi_e}^{\frac{\pi}{2}} = \frac{l^3}{3\,L^3}.$$

In vorige Gleichung eingesetzt erhalten wir die Gleichung

$$M'(L+l) + \frac{pL^3}{12} - \frac{pl^2 \cdot L}{8} - \frac{pl^3}{24} = 0,$$

aus welcher das unbekannte Moment M' in der Mitte der kurzen Wand berechnet wird zu

$$M' = \frac{p}{24} \cdot \frac{l^2(3\,L+l) - 2\,L^3}{L+l} = \frac{\beta p l^2}{12} = M_l.$$

Aus den eingangs angeführten Gleichungen resultieren mit Berücksichtigung des Wertes M' die Momente:

im Punkte A, d. i. in der Mitte der langen Wand,

$$M_A = \frac{p}{24} \cdot \frac{L^2(L+3\,l) - 2\,l^3}{L+l} = \frac{\gamma p l^2}{12} = M_L$$

und in der Ecke E

$$M_E = -\frac{p}{12} \cdot \frac{L^3 + l^3}{L+l} = \frac{\alpha \cdot p l^2}{12} = M.$$

Nachstehende Tabelle gibt die Werte α, β und γ für die verschiedenen Verhältnisse $\frac{L}{l}$ an. Man hat bloß das Moment $\frac{pl^2}{12}$ zu ermitteln und mit den abgelesenen Werten zu multiplizieren, um M, M_l und M_L zu erhalten.

$\frac{L}{l}$	α	β	γ	$\frac{L}{l}$	α	β	γ
1,00	− 1,00	+ 0,50	+ 0,50	1,60	− 1,96	− 0,46	+ 1,88
1,10	− 1,11	+ 0,39	+ 0,705	1,70	− 2,19	− 0,69	+ 2,145
1,20	− 1,24	+ 0,27	+ 0,92	1,80	− 2,44	− 0,94	+ 2,42
1,30	− 1,39	+ 0,11	+ 1,145	1,90	− 2,71	− 1,21	+ 2,705
1,40	− 1,56	− 0,06	+ 1,38	2,00	− 3,00	− 1,50	+ 3,00
1,50	− 1,75	− 0,25	+ 1,625	—	—	—	—

Nach Ermittlung der Momente werden die Wandquerschnitte wie folgt berechnet:

Ist die Reservoirwand nur von einer Seite mit p beansprucht, also keiner Wechselwirkung ausgesetzt, so genügt eine einfache Armatur.

Die nutzbare Stärke h (Abb. 10) der **einfach armierten Platte in cm** ist, wenn M das Moment für eine Breite von 100 cm in kgcm, σ_b die zulässige Betonbeanspruchung und $\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = v$ das Verhältnis der Randspannungen oder der zulässigen Beanspruchungen und c den Prozentsatz der Armatur nach der Fläche $100 \times h$ bedeuten:

für $v = 25$, $h = \sqrt{\frac{M}{16{,}4 \cdot \sigma_b}}$, $c = 0{,}75$ vH.

„ $v = 30$, $h = \sqrt{\frac{M}{14{,}72 \cdot \sigma_b}}$, $c = 0{,}555$ „

„ $v = 35$, $h = \sqrt{\frac{M}{13{,}5 \cdot \sigma_b}}$, $c = 0{,}43$ „

100cm
h
x
$f_e = \frac{1}{100} \cdot c \cdot h.$

Abb. 10. Einfach armierte Wandung.

für $v = 40$, $h = \sqrt{\frac{M}{12{,}4 \cdot \sigma_b}}$, $c = 0{,}34$ vH.

„ $v = 45$, $h = \sqrt{\frac{M}{11{,}45 \cdot \sigma_b}}$, $c = 0{,}275$ „

Ist die Wandung einer wechselnden Inanspruchnahme — z. B. hervorgerufen durch Erd- und Wasserdruck — unterworfen, so wird dieselbe beiderseits armiert. Speziell für symmetrische Armatur (Abb. 11): $fe_{zug} = fe_{druck}$, erhalten wir bei Annahme von $\delta = 0{,}1\,h$ die einfachen Formeln

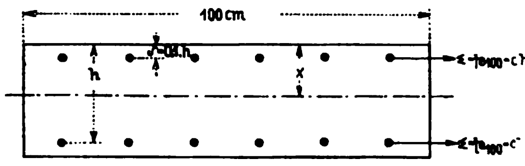


Abb. 11. Symmetrisch armierte Wandung.

(c = Prozentsatz der **einseitigen** Armatur und M das Moment in kgcm für 100 cm Breite)

für $v = 25$, $h = \sqrt{\frac{M}{29{,}7 \cdot \sigma_b}}$, $c = 1{,}42$ vH.

„ $v = 30$, $h = \sqrt{\frac{M}{22{,}8 \cdot \sigma_b}}$, $c = 0{,}905$ „

„ $v = 35$, $h = \sqrt{\frac{M}{18{,}9 \cdot \sigma_b}}$, $c = 0{,}644$ „

„ $v = 40$, $h = \sqrt{\frac{M}{16{,}22 \cdot \sigma_b}}$, $c = 0{,}482$ „

„ $v = 45$, $h = \sqrt{\frac{M}{13{,}9 \cdot \sigma_b}}$, $c = 0{,}364$ „

Sind die Biegungsmomente bedeutender, so werden horizontale Rippen angeordnet; die Berechnung der Querschnitte erfolgt dann in derselben Weise wie für Deckenkonstruktionen.

Berechnung der Behälter zu 2.

Wie bereits erwähnt, werden bei größeren Wandlängen vertikale Strebepfeiler angeordnet. Die Wand mit horizontaler Tragarmatur verläuft kontinuierlich über die Streben hinweg und wird für den auftretenden Wasser- und Erddruck dimensioniert, wobei nach Ausrechnung der Momente die vorstehenden Formeln benutzt werden. — Horizontale Rippen werden zumeist an der Außenseite angeordnet, die Berechnung erfolgt dann wie für Plattenbalkenkonstruktionen; die Tragarmatur der Platte verläuft in diesem Falle vertikal, jene der Rippen horizontal. Ein besonderes Augenmerk ist der Verankerung der Rippen und der Platten zuzuwenden, um einem Abheben dieser Konstruktionsteile wirksam zu begegnen.

Bezüglich der Berechnung und Ausbildung der Vertikalrippe wird auf das Kapitel V, b „Stützmauern“, Abschnitt 4 dieses Werkes verwiesen.

Berechnung der Behälter zu 3.

Die eigentliche Behälterwand, als Platte oder Plattenbalkenkonstruktion ausgebildet, findet ihre Stützung einerseits in der Sohle, anderseits in der Decke des Behälters.

Bei offenen Behältern wird die obere Stütze durch einen kräftigen Rahmen in Eisenbetonkonstruktion gebildet, der im Prinzip nach der Berechnung zu 1 dimensioniert wird.

Sind die Stützenreaktionen Zugkräfte, so muß eine zweckentsprechende Verankerung vorgesehen sein.

Die vertikale Wandung ist bei gedeckten Behältern infolge der einheitlichen Herstellung mit der Decke und Sohle am oberen und unteren Stützpunkt einer teilweisen Einspannung unterworfen, deren Grad sich ohne weiteres nicht feststellen läßt. Bei offenen Behältern ist diese teilweise Einspannung nur beim Anschluß an die Sohle vorhanden.

In der Praxis wird daher zumeist die Berechnung der Wandung ohne Rücksicht auf eine Einspannung vorgenommen, derselben aber bei der Ausführung durch Anordnung von Zugarmatur Rechnung getragen.

Im folgenden ist die Berechnung für die beiderseits frei aufliegende Konstruktion, für beiderseitige vollständige oder teilweise Einspannung und endlich für die oben frei aufliegende unten vollständig oder teilweise eingespannte Konstruktion durchgeführt.

Betrachten wir einen Vertikalstreifen von der Breite b in m, so ist bei einer Höhe der Wandung von h in m der Gesamtdruck, hervorgerufen durch eine gleich hohe Flüssigkeits- oder Erdsäule vom spezifischen Gewichte γ kg/m³:

allgemein $P = \frac{b \cdot \gamma \cdot h^2}{2}$

für Wasser mit $\gamma = 1000$ kg/m³ . . . $P = 500 \cdot b \cdot h^2$

„ Erde „ $\gamma = 1800$ kg/m³ und denselben Voraussetzungen wie auf S. 349: $P = 300 \cdot b h^2$.

Frei aufliegende Konstruktion.

Das Moment (Abb. 12) in beliebigem Querschnitt im Abstande x vom oberen Auflager ist

$$\mathfrak{M}_x = \frac{P}{3} \cdot x \cdot \left(1 - \frac{x^2}{h^2}\right).$$

Das Maximalmoment tritt im Abstande $x = 0{,}577\,h$ vom oberen Stützpunkt auf und hat den Wert:

$$\mathfrak{M}_{max} = 0{,}128 \cdot P \cdot h.$$

Die Stützenreaktionen sind

$$O = \frac{P}{3}, \quad U = \frac{2P}{3}.$$

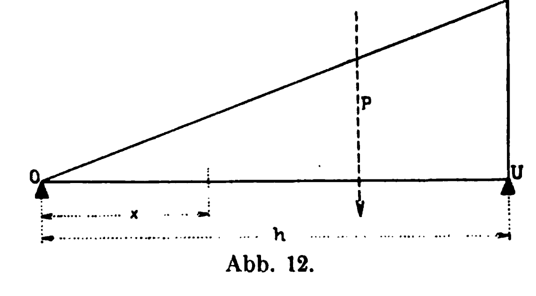


Abb. 12.

Beiderseits vollständige Einspannung.

$\mathfrak{M}$ = Moment für die beiderseits frei aufliegende Konstruktion,

μ_o = oberes Einspannmoment,

μ_u = unteres Einspannmoment.

Der allgemeine Ausdruck des Momentes M_x im Querschnitt mit dem Abstande x von O ist

$$M_x = \mathfrak{M}_x + \mu_o \frac{h - x}{h} + \mu_u \cdot \frac{x}{h}.$$

Für durchwegs konstanten Wert EJ sind dann

$$\mu_o = -\frac{Ph}{15} = -0{,}0\dot{6} \cdot P \cdot h,$$

$$\mu_u = -\frac{Ph}{10} = -0{,}10 \cdot P \cdot h.$$

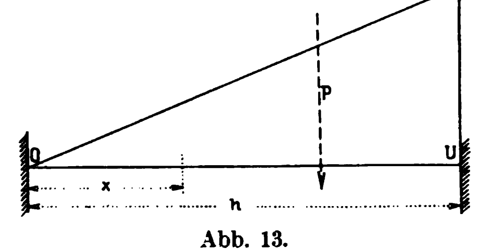


Abb. 13.

Das positive Maximalmoment tritt im Querschnitt $x = 0{,}548 \cdot h$ auf, sein Wert beträgt

$$M_{max} = +0{,}0495 \cdot P \cdot h.$$

Die Stützenreaktionen sind:

$$O = 0{,}239\dot{3} \cdot P,$$
$$U = 0{,}760\dot{6} \cdot P.$$

Beiderseits teilweise Einspannung.

Führt man die Einspannmomente willkürlich mit ihrem halben Werte

$$\mu_o = -\frac{Ph}{30}$$

und

$$\mu_u = -\frac{Ph}{20}$$

in die Rechnung ein, so tritt das positive Maximalmoment in $x = 0{,}5627 \cdot h$ auf und hat den Wert

$$M_{max} = +0{,}08546 \cdot P \cdot h.$$

Die Stützenreaktionen sind

$$O = 0{,}31\dot{6} \cdot P,$$
$$U = 0{,}68\dot{3} \cdot P.$$

Oben frei aufliegend, unten vollständig eingespannt.

Für diesen Fall ist $\mu_o = 0$ und das Moment im Querschnitt, dessen Abstand x von O beträgt, ist

$$M_x = \mathfrak{M}_x + \mu_u \cdot \frac{x}{h}.$$

Das Moment an der Sohle beträgt:

$$\mu_u = -\frac{2}{15} \cdot P \cdot h.$$

Das positive Maximalmoment tritt im Querschnitt $x = 0{,}2582\,h$ auf und beträgt

$$M_{max} = +0{,}03437 \cdot P \cdot h.$$

Die Stützenreaktionen sind

$$O = 0{,}2 \cdot P$$

und

$$U = 0{,}8 \cdot P.$$

Oben frei aufliegend, unten teilweise eingespannt.

Für den willkürlich gewählten Wert

$$\mu_u = -\frac{1}{2} \cdot \frac{2}{15} \cdot P \cdot h = -\frac{Ph}{15}$$

erhalten wir an der Stelle $x = 0{,}2981\,h$ das positive Maximalmoment

$$M_{max} = +0{,}04901 \cdot P \cdot h.$$

Die Stützenreaktionen sind

$$O = 0{,}2\dot{6} \cdot P$$

und

$$U = 0{,}7\dot{3} \cdot P.$$

c) Flüssigkeitsbehälter nach der Bauart Intze.

Diese Bauart charakterisiert sich durch die besondere Ausgestaltung des Behälterbodens und eignet sich vorzüglich für Hochbehälter (Abb. 14). Der Behälterboden besteht zumeist aus einer innerhalb des Auflagerringes angeordneten Kugelkalotte, dem Innenboden, ferner dem Außenboden, der die Mantelfläche eines abgestumpften Kegels ist. Der Auflagerring wird derart angeordnet, daß sich die Horizontalkomponenten von Innen- und Außenboden gegenseitig aufheben, so daß der Auflagerring keine Seitenbeanspruchung erleidet. Der Außen- oder Stützboden wird auf Druck bezw. Knickung beansprucht.

Sind in einem Punkte P irgend eines durch den Boden oder den äußeren Mantel geführten Horizontal-Kreisschnittes, dessen Radius $= x$ bezw. $= x'$, $T =$ Horizontal (Tangential)-Spannung, $S =$ Spannung im vertikalen Meridianschnitte, normal zu T, beide für 1 Längeneinheit verstanden; $r =$ Krümmungsradius des Meridianschnittes; $n =$ Länge derselben Normalen auf den Meridianschnitt, bis zur Behälter-(Umdrehungs) Achse gemessen; $p = h \cdot \gamma =$ Wasserdruck für 1 Flächeneinheit, normal zur Wand, wenn $\gamma =$ spezifisches Gewicht des Wassers (1000 kg/m³), so erscheint nach Forchheimer[1])

$$\frac{S}{r} + \frac{T}{n} = p.$$

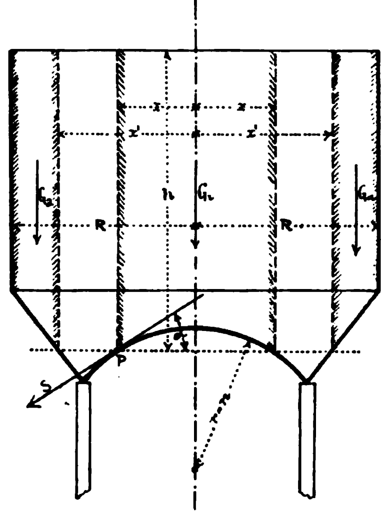


Abb. 14. Bauart Intze.

Für eine Kegel- oder Zylinderfläche ist also $r = \infty$; für eine Kugelfläche, deren Mittelpunkt in der Behälterachse, ist $r = n$; für den Zylindermantel $n = R$.

S ergibt sich aus $S = \dfrac{G_i}{2\pi x \cdot \sin\alpha}$ für den Innenboden oder $S = \dfrac{G_a}{2\pi x' \cdot \sin\alpha}$ für den Außenboden, wobei G_i und G_a Gewicht der innerhalb bezw. außerhalb des Vertikalzylinders (vom Radius x bezw. x') befindlichen Wassermenge und $\alpha =$ Neigungswinkel der Meridiantangente im Punkte P zur Horizontalen.

In den obigen Formeln sind nur G_a, ferner r sowie n, wenn diese beiden letzteren aus dem Behälter herauszuliegen kommen, und α, wenn es von der nach außen gezogenen Horizontalen nach abwärts liegt, **negativ** einzuführen. Das aus der Rechnung für S oder T resultierende (+)-Zeichen bedeutet Zug, das (—)-Zeichen aber Druck.

Wenn S_i und S_a, ferner α_i und α_a die Spannungen bezw. Neigungswinkel am Auflager für den Innen-, bezw. den Außenboden bedeuten, so hat der Auflagerring keine Radialkräfte, also auch keine horizontale Spannung zu erleiden, sobald $S_i \cdot \cos\alpha_i = S_a \cdot \cos\alpha_a$ gemacht wird.

Ausführung der Flüssigkeitsbehälter.

a) Sohle.

Die Sohle der Behälter wird je nach der Beanspruchung und Güte des Baugrundes aus Stampfbeton oder Eisenbeton hergestellt. Ist besonders tragfähiger Baugrund vorhanden, z. B. Felssohle, so wird man sich auf eine ausgleichende Betonschicht beschränken können.

[1]) Zeitschrift für Bauwesen, Berlin 1894.

Bei Aufführung von Behältern auf unzuverläßigem Baugrunde, wo der nachteilige Einfluß von Setzungen und sonstigen Deformationen — die sich jeder Berechnung entziehen — zu befürchten ist, bietet der biegungsfeste Eisenbeton ein willkommenes Baumaterial für die Sohle.

Bei gedeckten Behältern hat man ferner dem Umstande Rechnung zu tragen, daß die Fundamente der, die schwerbelastete Decke stützenden, Pfeiler und Umfassungsmauern einen größeren lokalen Bodendruck erzeugen als die durch den Inhalt belastete durchgehende Sohle. Die durch diese verschiedenen Belastungen hervorgerufenen Momentenwirkungen und Scherkräfte bedingen an diesen Stellen der Sohle gleichfalls die Anordnung von Eisenbeton.

Die Grund- und Tageswässer sind oftmals Ursache zu Setzungen und Rutschungen, weshalb eine sorgfältige Drainage der Sohle und der Umfassungswände unerläßlich ist.

Bei hochgelegenen Behältern, bei welchen man mit den Schwierigkeiten der Materialzufuhr zu rechnen hat, wird man wegen des geringen Materialaufwandes nicht nur die Umfassungswände und die Decke, sondern auch die Sohle in Eisenbetonkonstruktion ausführen.

Den Einflüssen der Temperaturschwankung auf Beton oder Eisenbeton wird durch besondere Schutzmaßregeln begegnet.[1])

So empfiehlt es sich, die Sohle erst nach Herstellung der Umfassungswände und der Decke herzustellen. Große offene Behälter, Schwimmbassins, gedeckte Behälter ohne Beschüttung der Decke, erhalten aus diesem Grunde Dilatationsvorkehrungen, welche an diesen Stellen eine Beweglichkeit der Konstruktionsteile ermöglichen.

b) Umfassungsmauern.

Die Herstellung der Wände für kleinere Behälter — wie sie für industrielle Zwecke vielfach gebaut werden — geschieht in der Weise, daß eine Bohlenwand hergestellt und nach Aufstellung und Befestigung des Eisengerippes der dick bereitete Mörtel gegen die gut benetzte Schalwand geworfen wird. Das Eisengerippe wird mittels primitiver Hilfsmittel, wie in die Schalwand eingeschlagene Nägel, untergelegte Steine, in der geforderten Lage erhalten. Hat der erste Mörtelwurf etwas „angezogen", so werden nacheinander die weiteren Lagen mit dem Mörtelbrett aufgebracht und angepreßt.

Das Gießen der Wände erfordert die Aufstellung einer doppelten Schalwand, die Verwendung eines kleinkörnigen Materials und schnellbindenden Zementes.

Die Herstellung der stärkeren Wände und der Stützpfeiler erfolgt in der Weise, daß eine Schalseite vollkommen hochgeführt wird, während die andere Wand fortschreitend mit dem Arbeitsfortgang an dem vorher fertiggestellten Gerüst angebracht wird. Der Beton, der je nach der Beanspruchung der Konstruktionsteile im Verhältnis 1:3 bis 1:4 gemischt wird, wird in Lagen von 15 bis 20 cm eingestampft.

In gleicher Weise wie bei Herstellung der Sohle ist auf Dilatationsvorkehrungen Bedacht zu nehmen und die Konstruktionsteile durch Überdecken mit Erde vor unmittelbarer Einwirkung der strahlenden Wärme zu schützen.

Die Vorkehrungen zur Erreichung der Wasserundurchlässigkeit wurden bereits an früherer Stelle besprochen.

[1]) Siehe unter „Vorkehrungen gegen Längenänderungen" dieses Kapitels.

Decken der Behälter.

Mit Ausnahme der in Fabriketablissements zur Verwendung gelangenden Kleinbehälter wird fast stets zum Schutze des Inhaltes vor Verunreinigungen und vor den Witterungseinflüssen eine Eindeckung vorgesehen. Nur in seltenen Fällen sieht man mit Rücksicht auf die augenblicklichen Ersparnisse von dieser Vorkehrung ab; die Erfahrung hat jedoch gelehrt, daß man auch in diesen Fällen nachträglich zu einer Eindeckung schritt. (Filteranlage in Indianapolis, Ind., Abb. 34.)

a) Behälter mit kreisförmigem Grundriß.

Die Decken der Behälter können gleichfalls in Eisenbetonkonstruktion hergestellt werden. Kreisförmige Behälter erhalten ein Kuppelgewölbe von etwa $^1/_{10}$ Stich, welches zumeist von einer Laterne gekrönt wird. Bei großen Behältern oder bei beschränkter Konstruktionshöhe ordnet man häufig in der Behälterachse zur Unterstützung des Gewölberinges einen Pfeiler oder eine Pfeilergruppe an, welch letztere dann, durch Monierwände abgeschlossen, den Einsteigschacht bildet. Bei kreisförmigen Behältern größeren Durchmessers ordnet man die Pfeiler nach konzentrischen Kreisen an; die Gewölberinge stützen sich dann auf die über die Pfeilerköpfe verlaufenden Unterzüge und auf die äußere Umfassungsmauer. (Behälter in Tucumán, Argentinien Abb. 56 u. 57.)

Zur Aufnahme des Horizontalschubes wird in dem Bordende der Umfassungswand ein zugkräftiger Ring angeordnet.

Es kann aber auch der äußere Gewölbeschenkel, gleichzeitig die Umfassungswand bildend, bis zur Sohle herabgeführt werden. (Reservoir in Agram, Abb. 37 u. 38.)

Kleine versenkte Behälter von 100 bis 200 m³ Fassungsvermögen erhalten die Gestalt einer Halbkugel (Abb. 50).

Gerade Decken sind bei den Behältern mit geringem Durchmesser häufiger anzutreffen als bei den größeren Ausführungen, weil sie bei Letzteren eine Anordnung von Mittelstützen erfordern, welche durch die Eindeckung mit kegelförmigen Dächern oder Kuppelgewölben gänzlich vermieden werden kann, wodurch man im allgemeinen auch zu einer wirtschaftlich vorteilhafteren Lösung gelangen wird.

Berechnung der kegelförmigen Dächer.

Der Dachneigungswinkel α wird derart gewählt, daß das Abrutschen des Beschüttungsmaterials nicht stattfinden kann (Abb. 15).

Man teilt die Dachfläche in konzentrische Ringelemente (Abb. 16); der innerste Ring hat auch das Laternengewicht zu tragen.

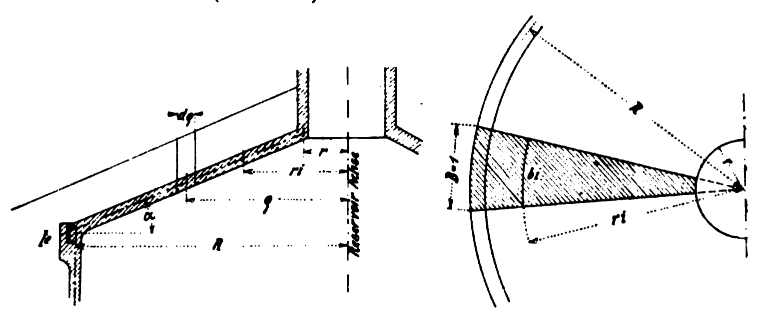


Abb. 15. Kegelförmige Dächer.

Die Bogenlänge für das Element mit dem Radius r_i ist, wenn für den in Betracht gezogenen Ausschnitt für den größten Radius $B = 1$ ist, nach Abb. 15:

$$b_i = \frac{r_i}{R}.$$

Für das Ringelement $d\varrho$ mit der Breite $b = \frac{\varrho}{R}$ ist das auflastende Gewicht

$$dp = q \cdot b \cdot d\varrho = \frac{q \cdot \varrho}{R} \cdot d\varrho,$$

wobei q die Gesamtbelastung für die Flächeneinheit der Draufsicht ist.

Das Gewicht zwischen den Radien r und r_i ergibt sich somit

$$p_i = \frac{q}{R} \int_r^{r_i} \varrho \cdot d\varrho = \frac{q}{2R} [r_i^2 - r^2].$$

Wir zerlegen nun das Gewicht p_i in seine Seitenkräfte (Abb. 17)

$$s_i = \frac{p_i}{\sin \alpha} \quad \text{und} \quad h_i = \frac{p_i}{\operatorname{tg} \alpha}.$$

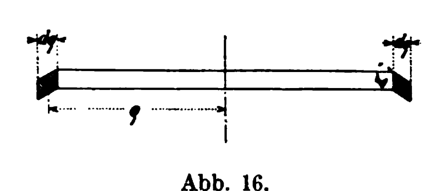


Abb. 16.

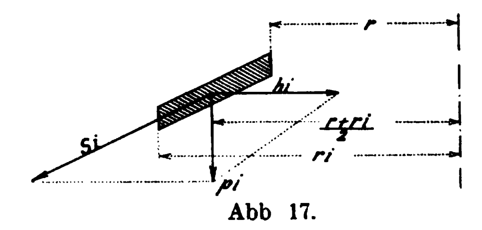


Abb 17.

Die wagrechte Kraft h_i erzeugt im Ringe vom mittleren Radius $\frac{r + r_i}{2}$ eine achsiale Druckkraft D. Die Belastung h_i entspricht der Breite $b_i = \frac{r + r_i}{2R}$, für die Einheit des Umfanges ist die Belastung somit $\frac{h_i}{b_i}$; der Druck im zugehörigen Ringe ist daher

$$D = \frac{h_i}{b_i} \cdot \frac{r + r_i}{2} = R \cdot h_i.$$

Die Seitenkraft s_i erreicht am Dachsaum ihren Größtwert

$$S = \frac{q}{2R \cdot \operatorname{tg} \alpha} (R^2 - r^2) \text{ für die Breite } B = 1.$$

Dieselbe wird in eine wagrechte Kraft

$$H = S \cdot \cos \alpha$$

und eine lotrechte Kraft $V = S \cdot \sin \alpha$ zerlegt. H erfordert die Anordnung eines geschlossenen Bewehrungsringes, dessen Querschnitt nach $f_e = \frac{H \cdot R}{\sigma_e}$ oder nach Diagramm (Abb. 4) ermittelt wird. Die lotrechte Seitenkraft belastet den Reservoirmantel; für den ganzen Umfang ist dieselbe gleich dem gesamten auflastenden Gewichte

$$2\, V \cdot \pi \cdot R = \pi q (R^2 - r^2) + L,$$

wobei L das Gewicht der Laterne ist.

Außer der Untersuchung der Querschnitte bezüglich der Seitenkräfte h_i, s_i, H und V ist die Untersuchung auf Abscherung unerläßlich. Der zylindrische Schnitt vom Radius ϱ wird durch das innerhalb desselben befindliche Gewicht $Q\varrho$ auf Abscherung beansprucht. Die Bewehrung besteht aus geraden Stäben, die nach der Erzeugenden verlaufen, ferner aus geschlossenen Ringen.

Berechnung der Kuppeln.

In gleicher Weise kann die Berechnung der Kuppeln durchgeführt werden.

Behälterhalbmesser R.

Gewölbehalbmesser $\mathfrak{R}$.

Belastung für die Flächeneinheit der Draufsicht q.

Für einen Abschnitt zwischen den Halbmessern $r = 0$ und $r = r_i$ ist $p_i = \frac{q}{2R} \cdot r_i^2$, für den Dachsaum $p_{\max} = \frac{qR}{2}$. Mit Rücksicht auf $\sin \alpha_i = \frac{\varrho_i}{\mathfrak{R}}$ wird die Tangentialkraft $S_i = \frac{p_i}{\sin \alpha_i} = \frac{q \cdot \mathfrak{R}}{2R} \cdot \varrho_i$. Für den Dachsaum, dessen $\sin \alpha = \frac{R}{\mathfrak{R}}$, wird $S = \frac{q\mathfrak{R}}{2}$.

Ihre Seitenkräfte sind für die Einheit des Saumes

$$H = S \cdot \cos \alpha = \frac{q \cdot (R - f)}{2},$$

zu deren Aufnahme ein Zugring vom Querschnitt

$$f_e = \frac{q\,(R - f) \cdot R}{2\,\sigma_e}$$

angeordnet werden muß. Weiter ist

$$V = S \cdot \sin \alpha = \frac{qR}{2},$$

d. h. für den ganzen Umfang gleich

$$V \cdot 2\pi R = q\pi R^2,$$

dem Gesamtgewicht der Kuppel.

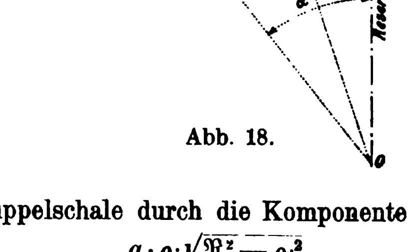


Abb. 18.

Bis zum Radius ϱ_i ist der Meridianschnitt der Kuppelschale durch die Komponente $h_i = \frac{p_i}{\operatorname{tg} \alpha_i}$ beansprucht. Da $\operatorname{tg} \alpha_i = \frac{\varrho_i}{\sqrt{\mathfrak{R}^2 - \varrho_i^2}}$ ist, wird $h_i = \frac{q \cdot \varrho_i \sqrt{\mathfrak{R}^2 - \varrho_i^2}}{2R}$.

Für den vollen Meridianschnitt vom Scheitel bis zum Kämpfer ist $h_{\max} = \frac{p_{\max}}{R} \cdot (\mathfrak{R} - f) = \frac{q}{2} (\mathfrak{R} - f)$, entsprechend einer mittleren Breite $b = \frac{1}{2} B$ (siehe Abb. 15); für die Umfangseinheit des Kreises mit dem mittleren Halbmesser $\frac{R}{2}$ somit

$$H_1 = q\,(\mathfrak{R} - f).$$

Die in diesem Schnitt mit der Querschnittsfläche F wirksame Druckkraft hat den Wert

$$D = H_1 \cdot \frac{R}{2} = \frac{Rq}{2} (\mathfrak{R} - f),$$

welche eine mittlere Beanspruchung $\sigma_b = \frac{D}{F}$ ergibt. Am Kämpfer ist die Beanspruchung $2\,\sigma_b$, im Scheitel Null.

Die Untersuchung auf Abscherung darf nicht unterlassen werden, dieselbe erfolgt in gleicher Weise wie bei den vorbehandelten kegelförmigen Dächern. Die Armierung erfolgt nach Meridian- und Breitenkreisen.

b) Behälter mit rechteckiger Grundrißform.

Die rechteckigen Behälter werden entweder mit Gewölben oder mit geraden Decken eingedeckt. Die Gewölbestreifen ruhen auf Eisen- oder Eisenbetonträgern auf. Durch die meist beträchtlichen Überschüttungshöhen wird ein bedeutender Horizontalschub hervorgerufen, welcher sich bei den Mittelfeldern — gleiche Form und Belastung der Gewölbe vorausgesetzt[1]) — wohl gegenseitig aufhebt, an den Endfeldern aber besondere Vorkehrungen erheischt. Man ordnet deshalb in den Endfeldern Schließen an, oder verlängert den Gewölbeschenkel in statisch günstiger Form bis zur Sohle des Behälters. Seltener finden wir die Anordnung von armierten Rippen am Gewölberücken, die demselben Zwecke dienen sollen.

Die zwischen den einzelnen Gewölbestreifen angeordneten Träger ruhen bei kleineren Behälterbreiten auf den Umfassungs- und Mittelmauern auf. Bei großen Behälterbreiten wird durch Anordnung von Säulen eine Unterteilung vorgenommen.

Die geraden Decken werden, je nach der Spannweite und der Belastung, als Platten- oder Plattenbalkendecken mit oder ohne Zwischenstützen hergestellt.

Die sorgfältig fundierten Pfeiler werden an ihren Köpfen mit Unterzügen verbunden, auf welchen die kontinuierlich verlaufenden Nebenträger mit der Platte ruhen.

Bei der Dimensionierung und Armierung der Decken muß der teilweisen Einspannung an der Verbindungsstelle mit der Umfassungsmauer Rechnung getragen werden.

Findet die Seitenwand in der Decke einen Stützpunkt — man beachte die Bemerkungen zur statischen Berechnung im früheren Abschnitte —, so muß die Decke zur Aufnahme dieser Auflagerkräfte (Zug bei gefülltem, gegebenenfalls Druck bei leerem Behälter) geeignete Vorkehrungen aufweisen.

Es würde zu einer Wiederholung führen, wollte man auf die Einzelheiten der Berechnung der Deckenkonstruktionen und Tragwerke eingehen, weshalb auf Band IV, Kapitel „Hochbau“ verwiesen werden muß.

In Berücksichtigung des Entfalles einer Verkehrslast bei den Behälterdecken wurde häufig, da Menschenleben nicht bedroht werden, der Sicherheitsgrad kleiner gewählt als bei den Konstruktionen des Hochbaues; hierfür hat sich insbesondere Dr. Ing. v. Emperger eingesetzt und dies gelegentlich der Einstürze der Reservoire in Madrid näher begründet.[2]) Gegen diese Auffassung bestehen jedoch, wie der Fall in Madrid zeigt, bei der Bauherstellung, wo noch ganz andere Kräfte hinzutreten und die Arbeiter in Gefahr setzen, Bedenken, insbesondere wenn noch andere Ausführungsmängel hinzutreten, was bekanntlich in Madrid nicht der Fall gewesen ist.

Vorkehrungen gegen Längenänderungen.

Temperaturschwankungen führen eine Längen- und Volumsänderung der Eisenbetonkonstruktionen herbei. Es ist eine bekannte Tatsache, daß sich der Beton während seiner Erhärtung an der Luft, ebenso wie die Mörtel, eine Zeit hindurch zusammenzieht und bei der Erhärtung unter Wasser ausdehnt. Diese Zusammenziehung bezw. Ausdehnung ist einesteils dem Auskühlen des Zementes von der bei seiner Bindung erreichten hohen Temperatur, andernteils den direkten Witterungseinflüssen zuzuschreiben.

Die Kontraktion äußert sich durch Auftreten von feinen Rissen und Sprüngen im Betonkörper; dünne Betonmauern zeigen diese Erscheinungen bereits binnen wenigen Wochen nach ihrer Herstellung, während diese bei massigen Mauern erst nach einigen Monaten eintreten. Das Innere einer so großen Masse wird von den atmosphärischen

[1]) Im Stadium der Ausführung zumeist nicht der Fall.
[2]) Beton u. Eisen 1906. Hefte VII, IX, X, XI. Siehe auch Beton u. Eisen 1907, Heft II u. IV.

Einflüssen nur sehr schwach berührt, woraus sich auch erklärt, daß sich die aufgetretenen Risse im Winter nur um geringes mehr geöffnet haben als im Sommer.

Bei der Ausführung der Objekte beachtet man besondere Vorsichtsmaßregeln, z. B. Anordnung von Trennungsfugen und Gleitflächen, wodurch diese Bewegungen auf gewisse Abschnitte beschränkt bleiben. Durch diese Vorkehrungen ist dann zumeist auch der Arbeitsvorgang vorgezeichnet; so wird man größere zusammenhängende Wände in einzelnen, durch vertikale Fugen getrennten Abschnitten in ganzer Höhe fertigstellen und mehrere, z. B. diametral gegenüberliegende Abschnitte in Angriff nehmen. Der Anschluß der Nachbarabschnitte erfolgt dann mittels eines Feder- und Nutverbandes oder durch Überlappung, wobei der gebildete Schlitz mit einem plastischen Material ausgefüllt, oder — nach dem gewöhnlichen Vorgange — mit Teerpappeeinlagen versehen wird. Bei der Errichtung der Filterbehälter aus Beton bei Little Falls, welche 4,5 × 7,2 m horizontale Oberfläche haben und auf einem Betontragwerk stehen, sind die Mauern der nächsten Behälter immer zu einem späteren Zeitpunkte fertiggestellt worden, wodurch man ohne besondere Vorkehrungen Trennungsfugen schuf. Die Mauern lagern auf Gleitflächen, wodurch die Bewegung in den einzelnen Abschnitten in unschädlicher Weise vor sich gehen kann. Stellenweise wurden in der ganzen Höhe (12 m) der Mauer vertikale Streifen offengelassen, welche bei kaltem Wetter, wo sie am weitesten klafften, mit Beton nachgefüllt wurden.[1]) Herr A. L. Johnson gibt an[2]), daß er 120 m lange, zusammenhängende Betonmauern von 15 cm Stärke ein Jahr hindurch den Witterungseinflüssen aussetzte, und daß nach dieser Zeit keine Bewegungserscheinungen festzustellen waren. Er glaubt, daß Ausdehnungsfugen für eine Mauer von irgendwelcher Länge überflüssig seien, wenn die Mauern richtig konstruiert werden. Seine theoretischen Aufklärungen in dieser Beziehung sind folgende:

Durchlaufende Mauern reißen in solcher Länge, daß das Gewicht des betreffenden Abschnittes multipliziert mit dem Reibungskoeffizienten auf dem Fundamentboden gleich ist der Zugfestigkeit der Mauer.

Die Temperatur, welche notwendig ist, um Risse von Mauern in diesen Längenabständen hervorzubringen, ist jene Temperatur, welche man braucht, um in der Mauer ein größeres Zusammenziehen hervorzurufen, als das Material imstande ist, sich auszudehnen. Nun kann wohl nichtarmierter Beton sich sehr wenig ausdehnen, ohne zu springen, da sein Ausdehnungskoeffizient für 1 ° C. 0,00001370[3]) beträgt. Der armierte Beton hingegen vermag Verlängerungen bis zu 0,0018 für die Längeneinheit auszuhalten, bevor sich Risse zeigen. An dieser größeren Dehnungsfähigkeit des armierten Betons ändert die Tatsache nichts, daß der Beton schon viel früher als gerissen anzusehen ist, sondern diese Zahl ist nur der Ausdruck der, durch das Eisen bewirkten, besseren Verteilung der Dehnungen über die ganze Länge.[4]) Der Bereich der Temperaturschwankungen, welcher hierbei in Betracht kommt, beträgt ± 50° C.

Anknüpfend an die Darlegungen des Ingenieurs J. Hermanek[5]) soll im folgenden der Versuch unternommen werden, den Ausdehnungskoeffizienten für 1° C. bei gemeinsamer Wirkung der Verbundmaterialien zu ermitteln.

Bezeichnen:

α_0 = 0,00001370[1]) den Ausdehnungskoeffizienten für Beton, der selbstverständlich vom gewählten Steinmaterial abhängig ist,

[1]) Transaction A. S. C. E. Vol. L., S. 406.
[2]) Railroad Gazette 1903 vom 13. III., S. 184.
[3]) Annales des ponts et chaussées 1863, Seite 181.
[4]) Siehe Versuche von Schüle (Zürich, Heft V, 1906, S. 19 und 21) und Bach (Berlin, Heft 39, S. 22).
[5]) Zeitschrift des Österr. Ingenieur- und Architektenvereines 1897, Heft 51.

$\alpha_1 = 0{,}00001235$[1]) den Ausdehnungskoeffizienten für Stabeisen,
α den zu suchenden gemeinsamen Ausdehnungskoeffizienten,
δ die lineare Verlängerung des Verbundkörpers für die Temperaturschwankung t° C.
E_0 den Elastizitätsmodul für Beton 140 000,
E_1 den Elastizitätsmodul für Eisen 2 100 000,

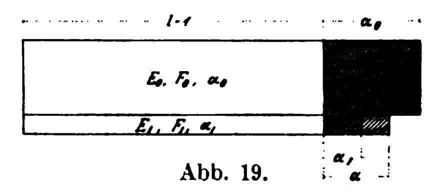


Abb. 19.

$n = \frac{E_1}{E_0} = 15,$

F_0 die Querschnittsfläche des Betons,
F_1 die Querschnittsfläche des Eisens,

$\varphi = \frac{F_1}{F_0} = \frac{p}{100}$, wenn p der Prozentsatz der Armatur ist, und

P die innere Gesamtspannung, welche in den beiden Verbundmaterialien entsteht und die, da keine äußeren Kräfte vorhanden, einander gleich, aber entgegengesetzt gerichtet sind, so ist für 1° C. und $l = 1$ zunächst:

$$\left.\begin{aligned}\alpha_0 - \alpha &= \frac{P}{E_0 F_0}(1+\alpha_0)\\ \alpha - \alpha_1 &= \frac{P}{E_1 F_1}(1+\alpha_1)\end{aligned}\right\}, \text{ woraus } P = \frac{\alpha_0 - \alpha_1}{\frac{1+\alpha_0}{E_0 F_0} + \frac{1+\alpha_1}{E_1 F_1}}$$

und wenn $1 + \alpha_0 = 1 + \alpha_1 \doteq 1$ gesetzt wird:

$$\alpha = \frac{\alpha_0 + \alpha_1 n \varphi}{1 + n\varphi} = \frac{100\,\alpha_0 + \alpha_1 n \cdot p}{100 + n \cdot p}.$$

Der Wert α liegt naturgemäß zwischen α_0 und α_1, seine Größe ist für die verschiedenen Armierungsprozente in folgender Tabelle zusammengestellt:

Ausdehnungskoeffizient des Verbundkörpers.

Armierungsprozente	Wert α	Armierungsprozente	Wert α
0,5	0,00001360	2,0	0,00001338
1,0	0,00001353	2,5	0,00001332
1,5	0,00001344	3,0	0,00001328

Für ± 50° C. Temperaturschwankung erhalten wir eine Änderung für die Längeneinheit von

$$\delta = \pm 0{,}0000136 \times 50 = \pm 0{,}000680 \text{ bei } p = 0{,}5 \text{ vH. und}$$
$$\delta = \pm 0{,}00001328 \times 50 = \pm 0{,}000664 \text{ bei } p = 3 \text{ vH.}$$

Die früher erwähnte, bei Eisenbetonkonstruktionen beobachtete Verlängerung von 0,0018 für die Längeneinheit würde demnach erst bei Temperaturschwankungen von $\frac{0{,}0018}{0{,}00001360} = 132^\circ$ C. bei $p = 0{,}5$ vH. oder $\frac{0{,}0018}{0{,}00001328} = 135^\circ$ C. bei $p = 3$ vH. erreicht sein. Es sollte demnach in den gewöhnlich vorkommenden Fällen, wo es sich um bedeutend geringere Temperaturen handelt, nie zu einer Rißbildung kommen. Demgegenüber ist zu bedenken, daß in den praktischen Fällen die Temperaturen der Verbundmaterialien nie übereinstimmen können[1]) und demnach auch Verbiegungen der Bauteile bewirken; ferner ist zu berücksichtigen, daß Schwindungen eintreten, die nach Considère[2]) für Magerbeton in Luftlagerung 0,03 bis 0,05 vH., d. h. im Durchschnitt

[1]) Beton u. Eisen 1906, S. 25 u. f.
[2]) Considère, amerik. Beton. 1903, S. 87

4 cm für eine 100 m lange Mauer betragen, weiter sind die aus statischen Gründen entstehenden Längenänderungen ebenfalls zu berücksichtigen. Bei fetteren Mischungen in Wasserlagerung tritt umgekehrt eine Verlängerung ein. Es ist daher anzustreben, durch eine entsprechende Wasserzuführung die Schwindungserscheinungen zu vermindern. Sonst aber erscheint es auch bei größeren Ausführungen in Eisenbeton geboten, Dilatationsvorkehrungen zu schaffen.[1])

In der Praxis wird der Wert der Ausdehnungsfugen vielfach unterschätzt, und es scheint hier die Meinung vorzuherrschen, daß der einmal fertiggestellte Betonkörper keine weiteren Bewegungen vollführt. Daß dem nicht so ist, kann jedermann durch Beobachtung, insbesondere an weitgespannten Bogenbrücken feststellen. Von ganz besonderem Interesse sind die entsprechenden Mitteilungen des Ingenieurs A. C. Lewerenz[2]) bei dem Regierungshafen in Puget Sound Washington, die sich auf verschiedene Formen des Betonbaues erstrecken.

Abb. 20 zeigt eine vier Jahre alte Betonmauer, die alle 21 m Ausdehnungsfugen hat. Obwohl dieselbe größtenteils unter Wasser steht, also nur geringen Temperaturschwankungen ausgesetzt ist, konnte man doch eine deutliche Bewegung (bis zu 5 mm) in den Ausdehnungsfugen feststellen. Außer dieser Erscheinung trat in dem über Wasser stehenden Mauerteil eine Reihe von Sprüngen auf, deren Entfernungen voneinander etwa 1,5 bis 2 m betrugen. Diese Sprünge greifen jedoch höchstens 5 bis 10 cm in den Betonkörper ein.

Abb. 21 und 22 zeigen Eisenbetonbauten von verschiedenen Formen, die erst kürzlich aufgeführt wurden, weshalb die angedeutete Hinterfüllung mit Erdreich noch nicht fertiggestellt werden konnte. Die Mauer mit Profil nach Abb. 21 hat eine Länge von 260 m und weist keine Ausdehnungsfugen auf.[3]) Eine genaue Untersuchung nach einjährigem Bestand der Mauer — also nachdem sie allen Phasen der Temperatureinflüsse ausgesetzt war — ergab, daß in Abständen von etwa 22 m feine Oberflächensprünge vorhanden waren, die gegen den Wasserspiegel zu verliefen. Auf die Innenseite setzten sich dieselben nicht fort. Während diese in regelmäßigen Abständen auftretenden Risse auf die Temperaturschwankungen zurückzuführen sind, werden die dazwischenliegenden feinen Oberflächenrisse der Wirkung der Zusammenziehung beim Abbinden zugeschrieben. Bei Abb. 21 konnte die Sonnenbestrahlung auf die Wandungen ihre volle Wirksamkeit entfalten, bei der Ausführung nach Abb. 22 war dies in weitaus geringerem Maße der Fall. Damit erklärt sich auch, daß bei den nach letztgenanntem Profil in Abschnitten von 21 bezw. 33 m hergestellten Bauteilen, keinerlei sichtbare Sprünge entdeckt werden konnten. Es soll mit diesen Beispielen nicht gesagt sein, daß die Anordnung nach Abb. 22 derjenigen der Abb. 21 (beide ohne Hinterfüllung) für alle Fälle vorzuziehen sei. Es kommt vielmehr wesentlich auf die örtliche Lage,

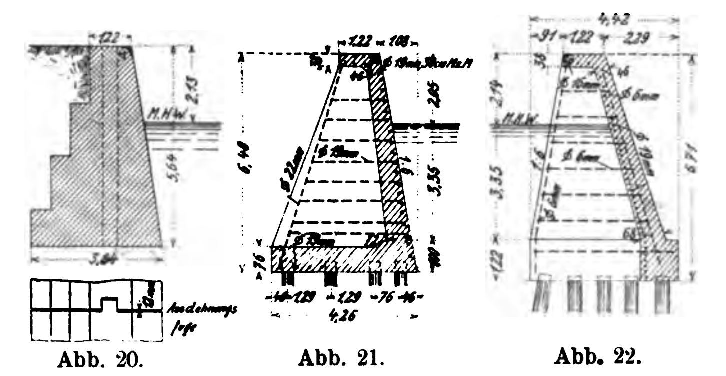


Abb. 20. Abb. 21. Abb. 22.

[1]) Siehe Volksbad Colmar u. Gebweiler unter „Ausgeführte Behälter" Gruppe I.

[2]) Engineering News vom 9. Mai 1907.

[3]) Die Umfassungsmauer des Behälters in Bloomington (Seite 385) wurde ohne Ausdehnungsfugen in einer Länge von 285 m hergestellt.

d. h. auf die Hauptrichtung der Sonnenbestrahlung an, um die zweckentsprechende Wahl zu treffen. Diese Resultate finden sinngemäße Anwendung in ähnlichen Fällen und zeigen uns, welche Vorteile es hat, im Terrain gelegene Behälter mit einer Erdschicht zu bedecken, und in welchem Maße die Sicherheit der Konstruktion eines Hochbehälters durch Anbringung einer Ummantelung gegen Einwirkung der Sonnenbestrahlung erhöht wird. (Siehe diesbezüglich die angeführten Beispiele der Hochbehälter mit und ohne Anwendung eines Schutzmantels.) In beiden oben erwähnten Fällen waren die Bauwerke Temperaturen von — 13° C. bis + 35° C., also einer Temperaturschwankung von 48° C. ausgesetzt. Diese Ziffer kann jedoch nur bei dünnen, beiderseits bestrahlten, für die Oberfläche des Betons als zutreffend angesehen werden, da der Beton ein schlechter Wärmeleiter ist. Herr Bellinger hebt richtig hervor,[1]) daß die Schwankung der Temperatur im Inneren des Betonkörpers nur nach dem monatlichen Mittel zu bemessen ist und daher besonders dort, wo für denselben die Wassertemperatur maßgebend ist, höchstens 26° C. beträgt. Es ergibt sich auf diese Weise ein so großer Unterschied zwischen der Oberfläche und denjenigen Teilen des Bauwerks, die nicht nur der Temperaturveränderung entzogen, sondern auch noch durch Reibung auf der Unterlage an Bewegungen gehindert sind, daß sich aus diesem Grunde schon die Anbringung von Ausdehnungsfugen empfiehlt, um den Spannungsausgleich zu ermöglichen.

Diese Ausdehnungsfugen dienen ferner auch dazu, um die Volumenänderung bei der Herstellung des Bauwerkes — also in der Zeit des Abbindens — aufzunehmen, weiter auch um die Fortsetzung dieser Bewegungen nach dem Abbinden, wie sich solche durch die hygroskopischen Verhältnisse ergeben, zu beheben.

Diese bei Stützmauern verhältnismäßig einfach zu lösende Frage bedarf bei allen Bauten, die Wasserdichtheit beanspruchen, eines eingehenden Studiums und einer sorgfältigen Lösung, da eine Unachtsamkeit auf diesem Gebiete oft zu jahrelangen schwierigen Ausbesserungen,[2]) wenn nicht zu einer völligen Unbrauchbarkeit des Bauwerks führen kann.

Die Ausdehnungsfugen geben die Möglichkeit leichterer Überwachung und einfacherer Ausbesserung, während es in jenen Fällen, wo sich das Bauwerk selbst Ausdehnungsfugen schafft, mit den größten Schwierigkeiten verbunden ist, diese undichten Stellen ausfindig zu machen. Nachstehend sollen die Verhältnisse beim Brightwood-Behälter in Washington D. C. aus der Arbeit Bellingers beschrieben werden.

Der Behälter hat einen Grundriß von 124 auf 90 m und ist 6 m tief. Er ist ins Gelände versenkt angeordnet, und die vertikalen Umfassungsmauern sind mit einem leichten Anzug nach innen versehen. Die aus Beton im Mischungsverhältnis 1 : 2,5 : 5 in Längen von 15 m hergestellten Wandabschnitte sind voneinander durch 15 cm breite, mit Asphalt ausgefüllte Fugen getrennt. Die Zusammenziehung während der Herstellung betrug für 15 m Abschnittlänge etwa 6 mm.

Gleichzeitig mit der Herstellung des Mauerwerkkörpers wurde eine 15 cm starke Deckschicht aus Mörtel 1 : 2 aufgebracht. Der Behälterboden wurde in zwei Schichten von 12,5 cm Stärke ausgeführt. Diese Ausführung geschah in Quadratfeldern von etwa 5 m Seitenlänge; zwischen den einzelnen Feldern wurden Bewegungsfugen, in welche drei Lagen Filz eingelegt wurden, angeordnet. Nachdem sich der Beton des so geschaffenen Sohlenkörpers an der Luft hinreichend zusammengezogen hatte, wurde eine 5 cm starke Mörteldeckschicht über die ganze Grundfläche ausgebreitet. Man machte

[1]) Engineering News 1907, 2. Mai.
[2]) Siehe Reservoir in Colombo, Ceylon. Engineering News 1894 und 1907, S. 474.

bei dieser Anordnung folgende Erfahrungen: bei kaltem Wetter waren die Asphaltfugen der Umfassungsmauer undicht, bei warmem Wetter zeigten sich Asphaltauspressungen unterhalb der Wasserspiegels. Gleich schlechte Erfahrungen machte man nach Ersatz des Asphalts durch Ton, bis es schließlich gelang, durch Einführen einer Mischung von Ton, Sand mit Wurzeln und anderen Faserstoffen eine elastische Verbindung herzustellen, die sich seither bewährt.

Bei reinem Beton gilt als Entfernung, in welcher Ausdehnungsfugen angeordnet werden sollen, etwa das Maß von 15 m. Durch entsprechende Anordnung von Längsarmaturen lassen sich die Abschnittsgrenzen ohne Schwierigkeiten und nachteilige Folgen bis auf 25 m erhöhen. Natürlich ist es auch möglich, größere Abschnittslängen herzustellen, doch sind in diesen Fällen Sprünge nicht mehr mit voller Sicherheit zu vermeiden, obwohl diese nur Oberflächenrisse sein werden. Wichtig für die Wahl der Abschnittsgrenzen sind folgende Umstände:

1. Die Zubereitung und Behandlung des Betons, der sich bekanntlich — an der Luft erhärtet — durchschnittlich 0,0004 zusammenzieht, während er sich — im Wasser erhärtet — beinahe um das gleiche Maß ausdehnen kann, erheischt eine besondere Behandlung, um diese Volumenänderungen unschädlich zu machen.
2. Die Anordnung einer fein verteilten Flächenarmatur — am besten Streckmetall — unabhängig von der aus statischen Gründen angeordneten Armatur, um die Oberflächenrisse zu verhindern, und endlich
3. hinreichende Armierung der Eisenbetonfläche, um eine Überschreitung der Elastizitätsgrenze des Eisens bezw. der Zuggrenze des Betons hintanzuhalten.

Es liegt in der Natur der Sache, daß eine zu weitgehende Vorsicht zu Armaturziffern führen würde, die außerhalb der Wirtschaftlichkeit liegen, denn selbst, wenn man sich die Temperaturwirkung auf die ganze Fläche verteilt denkt, gelangt man bei dem obenerwähnten Temperaturwechsel von 26° C. nach Bellinger zu 2 vH. Eisen, wenn man sowohl den Temperatureinfluß, als auch die Zusammenziehung bezw. Ausdehnung beim Abbinden berücksichtigen will. Da die Praxis jedoch auf Ausführungen hinweisen kann, bei welchen sich weit geringere Armaturen vollkommen bewährt haben, so beweisen gegenteilige Vorfälle, wie z. B. die Sprünge in dem Hotelgebäude St. Augustine (Fla.) nur, daß in diesen Fällen noch nicht hinreichend bekannte Vorsichtsmaßregeln außer acht gelassen wurden, deren weitere Erforschung Sache der nächsten Zukunft sein muß und welchen die Praxis bis jetzt in ihrer Bedeutung für das Gelingen der Ausführungen nicht die nötige Beachtung geschenkt hat.

Beschreibungen über Bewegungsvorkehrungen finden sich im folgenden Texte unter: Behälter f. d. Stadt East Orange (S. 376), Filteranlage Indianopolis (S. 378) und Filteranlage der New-Haven-Water-Company (S. 380) vor.

Dieselben Verhältnisse ergeben sich bei den Leitungen und sind dort aus demselben Grunde Bewegungsfugen angeordnet. Als Beispiele seien angeführt: der Dorschendurchlaß bei Wiener Neustadt (erbaut 1891).

Dann die Wasserleitung am Simplontunnel. In diesen beiden Fällen ist ein Wellblech zur Deckung der Fuge angewendet worden. Bei der Turbinenanlage in Rohrbach[1]) wurde eine geteerte Tute zu demselben Zweck verwendet. Bezüglich weiterer Beispiele siehe Kapitel: „Röhrenförmige Leitungen“ in diesem Bande.

[1]) Siehe Beton u. Eisen 1907. Tafel X, Abb. 7 und 8.

Ausgeführte Behälter.

Einteilung.

Die Behälter lassen bezüglich ihrer baulichen Anordnung im allgemeinen zwei Gruppen unterscheiden:

Gruppe I: Versenkte Behälter, ferner Behälter, welche unmittelbar auf dem Boden aufruhen und deren Seitenwände freistehend konstruiert sind.

In diese Gruppe fallen demnach die Großbehälter für die Zwecke der Aufspeicherung und Reinigung der Wässer in der Städteversorgung und Schwimmbassins, ferner auf industriellem und gewerblichem Gebiete: die Gas- und Teerbehälter, Ammoniak- und Petroleumzisternen, Lohegruben; auf landwirtschaftlichem Gebiete: Kellereien, ferner Behälter für Schnittrübe, Dünger- und Jauchegruben.

Gruppe II: Behälter, die als Ganzes freistehend konstruiert sind und sich daher zu einer Anordnung in beliebiger Höhenlage über dem Gelände eignen.

Hierher gehören zunächst die Kleinbehälter, welche im Inneren der Gebäude zur Verwendung gelangen als: Wannen, Holländer, Rührbütten, Bottiche, Viehtränken; in selteneren Fällen auch Behälter außerhalb der Gebäude, welche für größere aufzuspeichernde Mengen benutzt werden. Endlich die Hochbehälter — jedoch nicht in dem Sinne der Bezeichnung des Wasserfachmannes, welcher auch versenkt angeordnete Behälter, die auf einer Anhöhe nächst des Versorgungsgebietes liegen, Hochbehälter nennt, — welche hauptsächlich für abgeschlossene, kleinere Versorgungsgebiete wie: industrielle und gewerbliche Anlagen, ferner die Wasserstationen der Eisenbahnen in Betracht kommen.

Die vorteilhafteste Grundrißform hinsichtlich Wasserdichtigkeit und Festigkeit ist die kreisförmige. Wir finden dieselbe deshalb in allen Gruppen der früher getroffenen Einteilung vor. Die Hochbehälter weisen fast ausschließlich diese Grundrißform auf.

Behälter im Gebäudeinneren und die versenkten Reservoire der Städteversorgung haben mit Rücksicht auf die bessere Ausnützung des Raumes oder des zur Verfügung stehenden Grundstücks zumeist rechteckige Grundrißform.

Eine ovale oder elliptische Form wird größtenteils für die Kleinbehälter der industriellen Betriebe bevorzugt und nur in Ausnahmefällen bei größeren Objekten vorgefunden. (Behälter in Garches für die Wasserversorgung von Versailles, Abb. 53.)

Gruppe I.

A. Wasserversorgung und -Reinigung.

a) Grundrißform: rechteckig. Decke: eben oder ohne Decke.

Behälter für 600 m³ Inhalt in Hruschau.

Derselbe nimmt eine Grundrißfläche von 15 × 15 m ein und wurde 2 m in den Boden versenkt (Abb. 23). Durch eine Abteilungswand wird derselbe in zwei gleichgroße

Kammern geteilt. Die armierte Sohle besteht aus 50 cm hohen und 20 cm breiten Rippen, welche mit voutenförmig anlaufenden Platten von 7 cm bis 19 cm Stärke verbunden sind. Die vertikalen Seitenwände aus Eisenbeton sind unten 12 cm, oben 8 cm stark und stützen sich gegen 20/25 cm vertikale Rippen, welche mit den Sohlenrippen in Verbindung stehen. Die Abteilungswand ist an der Sohle 14 cm, oben 8 cm stark und zeigt Rippen von 20/42 cm.

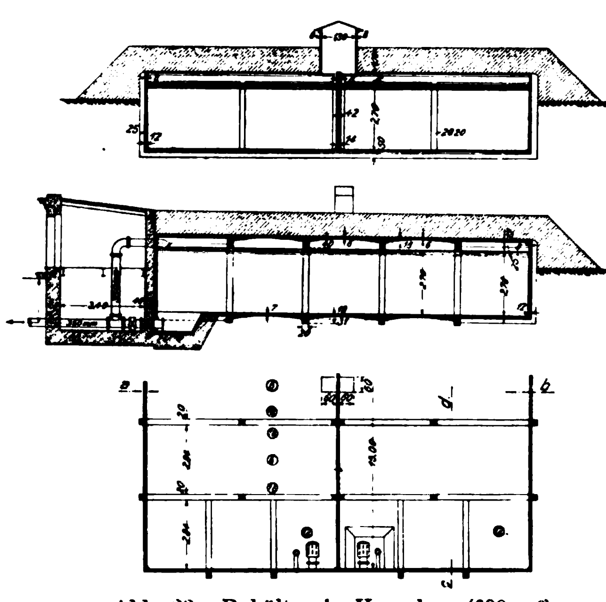


Abb. 23. Behälter in Hruschau (600 m³).

Die 1 m hoch beschüttete Plattenbalkendecke weist eine Platte von 6 bis 18 cm Stärke und 40 cm hohe Träger auf, die auf 2,7 m hohen 20/20 cm Eisenbetonsäulen ruhen. In der Mitte der Decke ist eine 60/130 cm Ventilationsöffnung, welche in einen bedeckten Monierschacht führt, angeordnet. Die Schieberkammer wurde in einem Anbau untergebracht. Der Bau rührt von Ed. Ast u. Co. in Wien her.

Filter und Hochbehälter für die Wasserversorgung der Stadt Komotau i. B.

Die im Grölltale durch die Kaiser-Franz-Joseph-Talsperre[1]) angesammelten Stauwässer (normaler Fassungsraum des Weihers 700 000 m³) führen in einer aus Mannesmannrohren hergestellten Zuleitung durch das Gröll- und Assigbachtal zu der 2,5 km von Komotau entfernten Filter- und Hochbehälteranlage, die auf einem Plateau vor dem Schönlindener Berge in einer Meereshöhe von 428 bis 422 m so angelegt ist, daß der maximale Versorgungsdruck der Stadt 10 Atm. nicht übersteigt. — Filter. Der 6,9 km lange Zuleitungsstrang führt zunächst in ein Meßhaus; hier tritt das Wasser mit einem Drucke von 13 Atm. in eine Vorkammer, sodann in eine Meßkammer und hierauf im Wege einer Verteilungsleitung auf die einzelnen — derzeit drei — Filterkammern. Jede dieser Filterkammern hat eine nutzbare Filterfläche von 400 m², die Schichtung und Reihenfolge des Filtermaterials ist von unten nach oben folgende: 20 bis 35 cm Schicht kopfgroße Steine, 20 cm Schicht faustgroße Steine, 20 cm Schicht eigroße Steine, 10 cm Schicht nußgroße Steine, 10 cm Bohnenkies, 5 cm Erbsenkies, 5 cm Grobsand, 60 cm Filtersand von runder Körnung und 0,7 bis 0,3 cm Korngröße.

Das Filterbett ist drainiert. An den Enden der Querdrains sind Standrohre von 40 mm lichter Weite angebracht, welche durch die Filterschichten hindurch bis 10 cm über den höchsten Wasserstand führen und so das Filterbett entlüften. In den einzelnen Filterkammern ist es unterlassen worden, einen Karrgang in der Längsachse anzulegen, wie derselbe in den meisten älteren Anlagen zu finden ist. Es wurde die Einleitung des Rohwassers an der rückwärtigen Stirnseite der Kammer vermittels eines Steigschachtes von 1 m im Geviert, welcher von der Sohle der Kammern bis 50 cm unter den maximalen Wasserstand in der Kammer reicht, herbeigeführt. Das Roh-

[1]) Zeitschrift des österr. Ingenieur- u. Architekten-Vereines 1904, Nr. 33 und 34; ferner Festschrift der Stadtgemeinde Komotau.

wasser geht daher, nachdem die Kammer mit Reinwasser von unten aus vorgefüllt worden ist, im Wege dieses Schachtes in die über dem Filtermateriale vorhandenen Wassermassen über, ohne daß der Filtersand in der Umgebung der Einmündungsstelle aufgewirbelt und der Erfolg der Filtration dadurch in Frage gestellt wird.

An der Vorderwand der Filterkammern sind die Regulier- und Reinwasserkammern angebracht, diese stehen mit der Sohle der Filterkammern — am Ende der Filterdrainage — durch Rohre in Verbindung, in welche zur Regulierung der Filterleistungen Schieber eingebaut sind; im weiteren Verlaufe dieser Rohre sind konische Meßrohre mit Schwebetellern zum Zwecke der Feststellung der jeweiligen quantitativen Leistung jedes einzelnen Filters eingebaut. Die Messung des jeweiligen Filterüberdruckes geschieht mittels Schwimmervorrichtungen. Von den Reinwasserkammern gelangt das Wasser in den etwa 30 m weiter talwärts gelegenen Hochbehälter.

Wände und Sohle sind in Stampfbetonmauerwerk, die Säulen und Decken in Eisenbetonkonstruktion System G. A. Wayss u. Cie. ausgeführt; die Anordnung ist aus beistehenden Abb. 24 und 25 zu entnehmen. Der Fassungsraum der drei Kammern beträgt

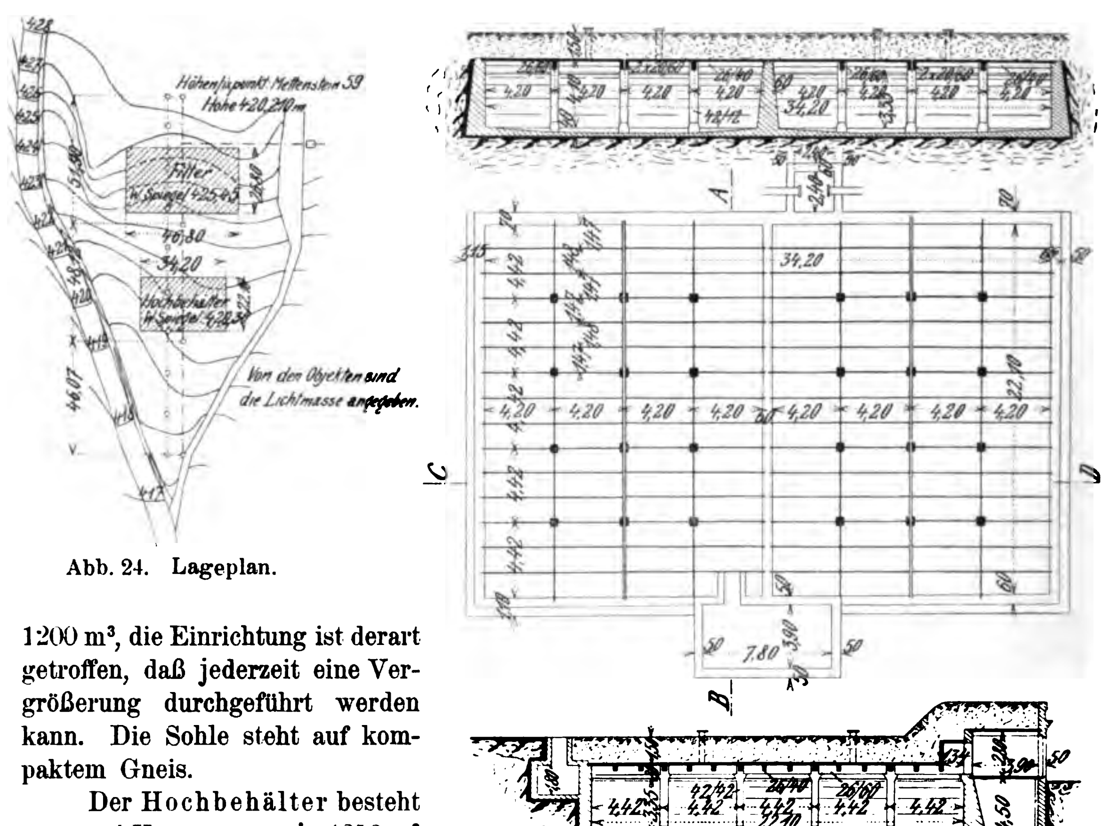


Abb. 24. Lageplan.

Abb. 25. Hochbehälter in Komotau.

1200 m³, die Einrichtung ist derart getroffen, daß jederzeit eine Vergrößerung durchgeführt werden kann. Die Sohle steht auf kompaktem Gneis.

Der Hochbehälter besteht aus zwei Kammern zu je 1250 m³ Inhalt mit einer gemeinsamen Vorkammer; die Grundfläche jeder dieser Kammern ist 22,10 × 16,80 m, die größte Wasserhöhe beträgt 3,50 m. Das Wasser gelangt aus den Reinwasserschächten der Filteranlage direkt in die Behälterkammern, kann aber auch mittels einer Rohrleitung, die durch die Behälterkammern führt, direkt vom Filter zur Stadt geleitet werden. Zur Messung

der in das Verbrauchsgebiet abgehenden Wassermengen dient eine unterhalb des Hochbehälters angelegte Wassermesseranlage, bestehend aus zwei nebeneinander angelegten Woltmannmessern von 100 mm Durchgang, geliefert von der Firma H. Meinecke in Breslau.

Abb. 24 und 25 zeigen die Konstruktion des Hochbehälters. Die Beschaffung des Betonmaterials erfolgte teils durch Brechen und Mahlen des aus der Baugrube gewonnenen gesunden Gneisfelsens, teils wurden Bruchsteine aus nahen Brüchen zugeführt und auf der Baustelle zerkleinert.

Die Abdeckung beider Objekte erfolgte zur Abhaltung der Tageswärme mit 1,20 bis 1,50 m mächtigen Erdschichten, deren Oberfläche dicht besamt wurde. Die Ausführung der sichtbaren Objekte erfolgte massiv in Stein in einer Weise, welche größere Erhaltungskosten nicht erwarten läßt. Die Bauarbeiten nahmen mit dem Frühjahre 1902 ihren Anfang und wurden in der Hauptsache im selben Jahre vollendet. Die Herstellung der sichtbaren Objekte, die Planierungsarbeiten und die Herstellung einzelner Nebenarbeiten erfolgten im Sommer 1903, die provisorische Inbetriebnahme des Hochbehälters erfolgte im Juli, die der Filteranlage im August 1903, in beiden Fällen ohne jeden Anstand.

Die Anlage hat gegenüber allen vorher in Österreich gebauten Anlagen den Vorteil, daß sie bei den denkbar geringsten Verhältnissen zwischen Gesamtbaufläche und nutzbarer Filterfläche alles bietet, was man von einer modernen Anlage fordert: Bewegungsfreiheit, Licht und Luft. Dasselbe wurde von G. A. Wayss & Cie.-Wien erbaut.

Behälter für die Wasserversorgung der Stadt Agram.

Für die Erweiterung des Wasserwerks der Stadt Agram wurden im Jahre 1903 zwei Behälter in Eisenbetonkonstruktion ausgeführt, und zwar der Behälter der unteren I. Zone in Tuškanec mit 5000 m³ Fassungsraum und der Behälter der um 80 m höher liegenden II. Zone mit 1000 m³ Inhalt.

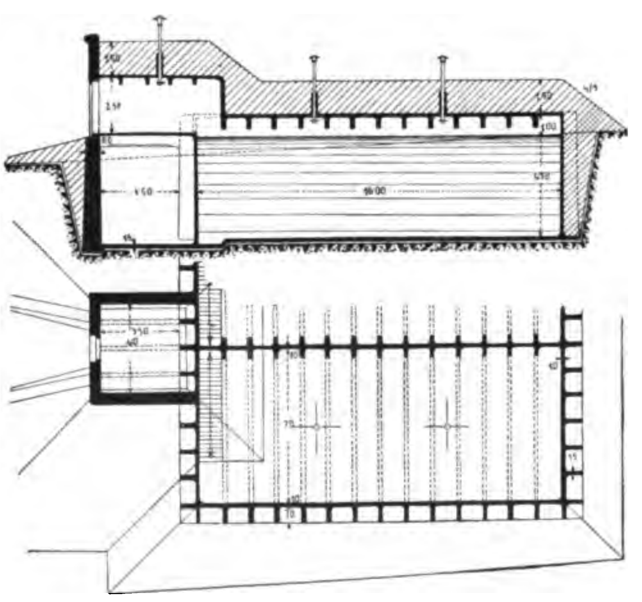


Abb. 26. Behälter in Agram (II. Zone, 1000 m³).

Beide Behälter haben eine größte Wasserstandshöhe von 4,5 m. Für die Ausführung in Eisenbeton sprach, außer der erzielten Kostenersparnis beim Vergleich mit anderen Bauweisen, hier wohl hauptsächlich der Umstand, daß diese Örtlichkeit nicht selten von Bodenerschütterungen heimgesucht wird.

Die Grundrißform beider Behälter ist das Rechteck; der Behälter der I. Zone ist mit gewölbter Decke ausgeführt, daher an anderer Stelle dieses Kapitels beschrieben (Seite 381).

Der verfügbare Platz für den ganz in den Boden versenkten **Behälter der II. Zone** mit 1000 m³ Inhalt ließ eine möglichst geringe Grundrißfläche als wünschenswert

erscheinen, weshalb in allen Schnitten die rechteckige Querschnittsform gewählt wurde. Die lichten Abmessungen betragen 16 × 14 × 5,50 m (Abb. 26).

Aus Betriebsgründen ist der Behälter durch eine Mittelwand abgeteilt worden.

Die 15 cm starke Sohlenplatte ist beiderseits armiert; Decke, Umfassungswände und Mittelwand sind als Rippenplatten ausgebildet (10 cm Platte, 15 cm Rippe). Die statische Berechnung ist für 1,50 m Erdschüttung bei der Decke, sowie für Erd- und Wasserdruck bei vollem bezw. leerem oder einseitig gefülltem Behälter bei den Wänden nach den Grundsätzen der amtlichen Vorschriften durchgeführt. Hierbei wurde die teilweise Einspannung, welche sich durch die rahmenartige Verbindung der Decke mit der Seiten- und Mittelwand sowie mit der Sohle ergibt, berücksichtigt. Beide Behälter wurden von der Firma N. Rella u. Neffe, Wien, erbaut.

Trinkwasserbecken von 250 m³ Inhalt für eine Nervenheilanstalt im Rheinlande.

Das Becken besteht aus zwei Wasserkammern und einer Schieberkammer. Die gesamte lichte Länge beträgt 14,75 m, die Breite 5 m, die nutzbare Wassertiefe 3,40 m. Über die 1 m hoch beschüttete Decke führt eine Straße. Dieselbe wurde ausgeführt von Dücker u. Co. in Düsseldorf.

Behälter „Torre Vittorio“ für die Wasserversorgung der Stadt Messina (Italien).

Der versenkte Behälter hat eine rechteckige Grundrißfläche von 29,55/29,86 m Seitenlänge (Abb. 27). Eine Mittelwand teilt den Behälter in zwei gleichgroße Kammern von je 14,61 m Breite, von denen jede durch in Abständen von 3,54 m angeordnete Zwischenwände in 4 Umlaufskammern geteilt ist. An der Stirnwand schließt sich eine Bedienungskammer an. Der Wasserstand im Behälter beträgt 5,50 m. Umfassungen, Abteilungs- und Zwischenwände sind durch Rippen verstärkt. Die Plattenbalkendecke des Behälters ist 3,75 m hoch beschüttet; die Decke des Bedienungsganges trägt eine Erdlast von 7,2 m Mächtigkeit.

Unter den Wänden sind 1,5 bis 1,7 m breite, 0,60 m tiefe Fundamente angeordnet, die Sohle ist 20 cm stark. Die Armierung der Bauteile ist den Abbildungen 28 u. 29 zu entnehmen.

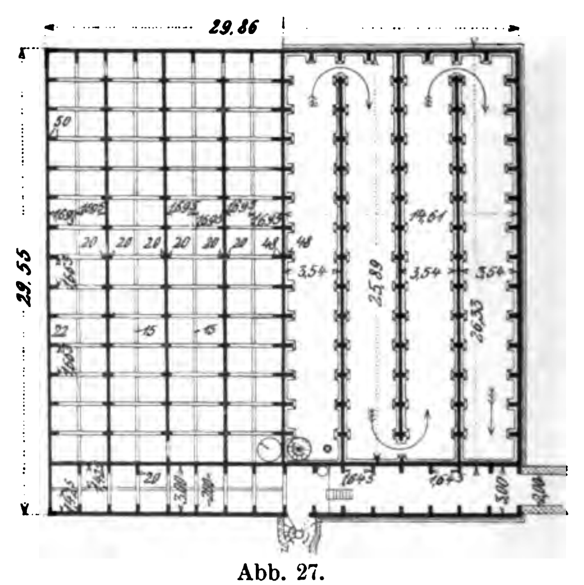


Abb. 27.
Behälter „Torre Vittorio“ für die Stadt Messina.

Wasserbehälter in Chailly bei Lausanne (Abb. 30).

Der Behälter hat einen Rauminhalt von 15 000 m³. Es handelte sich hier darum, die für Lausanne mit einer Wasserhöhe von 13 Atm. verfügbare Wassermenge zu ver-

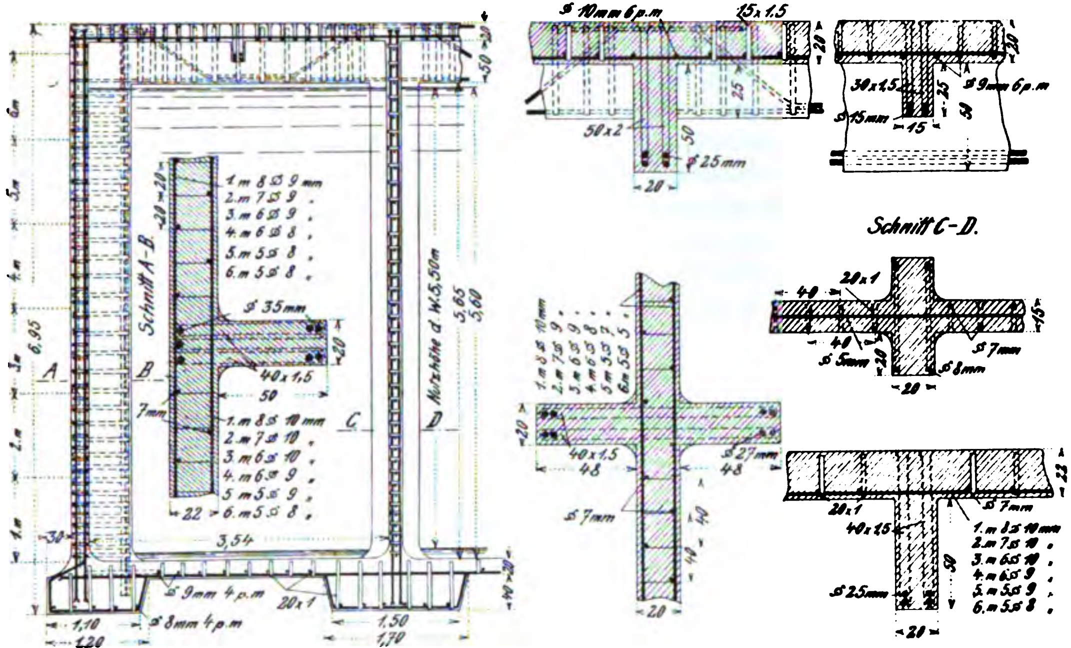


Abb. 28. Einzelheiten beim Behälter „Torre Vittorio“.

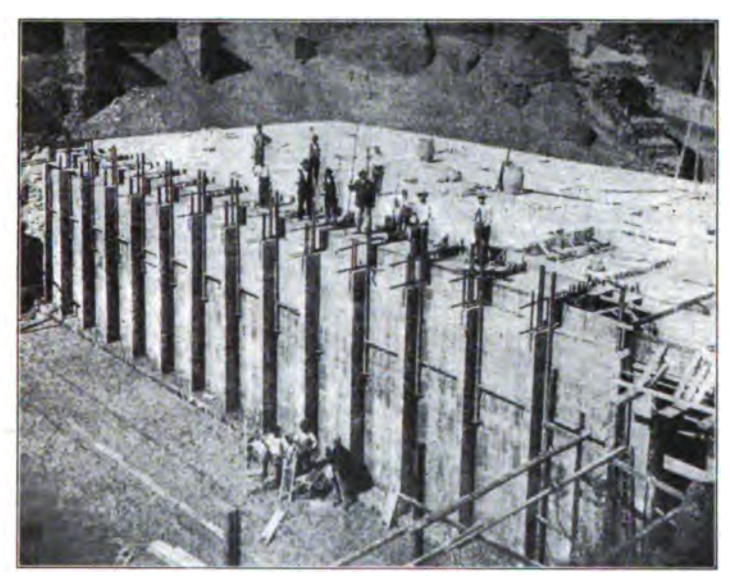


Abb. 29. Behälter „Torre Vittorio“ während der Ausführung.

doppeln, wodurch diese nach den Plänen des Ingenieurs De Mollins ausgeführte Anlage notwendig wurde.

Die ebene Decke besteht aus einer 10 cm starken Platte, 52 cm hohen Nebenträgern und 72 cm hohen Hauptträgern, welche 86 cm Beschüttung, d. i. 1500 kg/m², tragen. Die 8 m hohen Eisenbetonsäulen tragen Deckenfelder von etwa 6/5,6 m und haben einen Querschnitt von 50/50 cm. Die Umfassungsmauern sind in Stampfbeton ausgeführt.
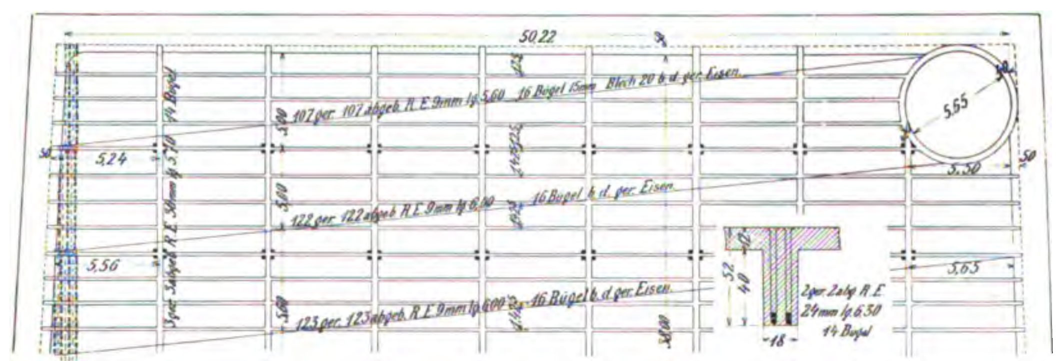


Abb. 30. Behälter in Chailly bei Lausanne.

Behälter in Seraing (Belgien).

Im Jahre 1898 erbaute die Gemeinde Seraing drei unterirdische Behälter, von denen einer 800 m³ und zwei 100 m³ fassen. Die senkrechten Wände sind glatt und mit senkrechter Stabeinlage gegen beide Biegungsrichtungen versehen. In gleicher Weise wurde die mittlere Abteilungswand hergestellt. Die Decke ruht auf 4 m voneinander entfernten Pfeilern. Der Boden wurde aus Beton ohne Eiseneinlagen hergestellt. Am Fuße der Pfeiler wird der Druck durch gekreuzte Sohlenarmierung auf eine größere Bodenfläche übertragen. Die Einlagestäbe der Wände sind 60 bis 70 cm in den Beton der Bettung eingebogen. Das Gebäude für die Schützenaufzugsvorrichtung, welches diesen Behälter überragt, ist ebenfalls in Eisenbeton ausgeführt. Behälter und Aufbau sind nach dem System Hennebique entworfen.

Behälter für die Stadt East-Orange (New-Jersey).

East-Orange, eine Art Vorstadt New-Yorks, auf der anderen Seite des Hudson gelegen, hat 25 000 Einwohner und einen täglichen Wasserbedarf von 9500 bis 11 400 m³.

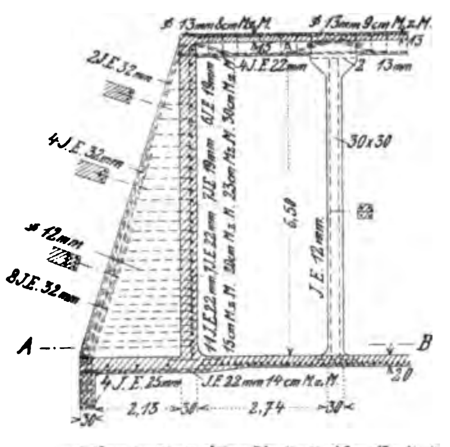


Abb. 31. Armierungsplan.



Abb. 32. Behälter für East-Orange (N.-J.).



Abb. 33. Herstellung der Decke.

Wegen der Unzulänglichkeit der bisherigen Versorgung hatte sich die Stadtverwaltung entschlossen, ein eigenes Wasserwerk unter Benutzung der wasserführenden Schichten

im Tale des Passaic-River zu errichten. Diese Sandschichten liegen oberhalb von Tonlagen, so daß ein Nachlassen der Quellen nicht zu befürchten steht. In der Nähe dieser beabsichtigten Brunnengruppe wurde eine Pumpstation errichtet, welche das Wasser in einen bedeckten Behälter befördert.

Dieser Behälter wurde in Eisenbeton ausgeführt (Abb. 31 bis 33). Er liegt in der Nähe von Orange Mountain, 8 km von der Pumpstation und etwa 60 m über der Verbrauchsstelle. Ein 60 cm-Gußeisenrohr verbindet die Pumpstation mit dem Behälter. Eine Druckrohrleitung von 1,2 km Länge endigt in einem Standrohr (s. Abb. 125 u. 126), von welcher das Wasser in den Behälter abfließt. Da der Behälter etwa 60 m über der mittleren Höhe der Stadt liegt, so ist der hydraulische Druck etwa 6 Atm.

Alle Teile des Behälterbodens wurden in dem harten Erdboden in einer Tiefe von 0,60 bis 6 m versenkt angeordnet. Das Aushubmaterial wurde zur Beschüttung der Decke verwendet.

Der Behälter hat eine innere Abmessung von 42 auf 72 m und ist für eine größte Wassertiefe von 6 m vorgesehen, so daß sein Gesamtinhalt 19 000 m³ beträgt. Die innere Höhe vom Dach bis zur Sohlenoberfläche beträgt 6,5 m. Eine Mittelmauer teilt den Behälter in zwei gleichgroße voneinander unabhängige Abteilungen. Die dünnen Wandungen sind alle 3 m durch Rippen verstärkt. Beim Beton wurde Basaltschotter von 36 mm Korngröße und Sand aus dem gleichen Material verwendet, die beide in der Nähe zu finden waren.

In der Umfassungs- und Abteilungsmauer sind alle 15 m — ausgenommen in den Ecken — Ausdehnungsfugen angeordnet worden, die folgende Details zeigen:

Zwei Stahlplatten von 6 mm Dicke, 15 cm Breite und 6,4 m Länge schließen an die Stoßflächen der getrennten Wandteile an, zwischen diesen Stahlplatten sind zwei Bleistreifen von 3 mm Dicke, dicht an die Stahlpatten anschließend, eingelagert.

Unterbrechungen im Bau waren nur bei diesen Fugen erlaubt. Die Behältermauern sind mit einem Portlandzement-Mörtelputz (1 : 2) versehen; derselbe war mit einer Lösung von 1 kg lichter Schmierseife auf 100 Liter Wasser versetzt; außerdem wurde dem Zementquantum $1^1/_2$ kg pulverisierter Alaun beigemengt. Dieser Mörtel wurde mit dem Fortschritt des Baues bereits in der Schalung an die Betonfläche gebracht.

Für die Armaturen waren Johnson-Eisen mit 7000 kg/cm² Zugfestigkeit vorgeschrieben.

Beim Erdaushub, der durch Baggern erfolgte, wurde, um den gewachsenen Boden nicht zu stören, darauf gesehen, daß die letzten 15 cm mit Schaufel und Hacke abgenommen wurden. Sodann wurde die Sohle der Baugrube gewalzt.

Der Beton der 20 cm starken Sohlenplatte wurde direkt auf den Baugrund gelagert und in Feldern von 3 m Seitenlänge in einer Lage aufgebracht. Die Sohle reicht an ihrem Umfange 2,1 m unter die Rippen der Seitenwände und hat hier, sowie unter den Säulen eine Stärke von 30 cm.

Die Umfassungsmauer ist 30 cm stark und wird von gleichstarken, dreieckigen Rippen, die 2,1 m vorstehen, gestützt. Die Armierung besteht aus einem nächst der Innenfläche angeordneten Netz von horizontalen und vertikalen Eisenstäben. Die 35 cm starke mittlere Abteilungswand ist beiderseits von Rippen gestützt und beiderseits armiert. Die Rippenentfernung beträgt überall 3 m.

Das Dach besteht aus einer 15 cm starken, armierten Platte, welche von Trägern gestützt wird. In Entfernungen von 3 m sind Säulen quadratischen Querschnitts an-

geordnet; dieselben sind mit vier 12 mm-Vertikaleisen, die durch 5 mm-Quereisen verbunden sind, armiert. In der Decke sind 30 Einsteigöffnungen angeordnet.[1])

Filteranlage in Indianapolis (Indiana).

In den letzten Jahren wurden in Indianapolis zwei offene Filter, welche eine Fläche von 0,65 ha bedecken, hergestellt und stehen seit 1904 im Gebrauch. Man hat sich nun zur Eindeckung dieser Filter entschlossen und mit Rücksicht auf eine bequemere Behandlung auch eine Unterteilung vorgenommen.

Nach eingehendem Studium dieser Frage entschloß man sich, hauptsächlich mit Rücksicht auf die Kosten, diese Ausführung in Eisenbetonkonstruktion vorzunehmen.

Die Platte des Daches ist 7,5 cm stark und wird von etwa 2 m voneinander verlegten 5,97 m langen Eisenbetonrippen getragen, die auf den Hauptträgern ruhen. Die Hauptträger sind 6,1 m lang und sind mit je einem I-Walzeisen von 45 cm Höhe armiert; dieselben ruhen auf Gußeisensäulen auf.

Mit Rücksicht auf die vorgerückte Jahreszeit war man bestrebt, so rasch als möglich unter Dach zu kommen; man verwendete deshalb Gußeisensäulen, die vorher mittels kleiner zylindrischer Stahlcaissons fundiert wurden. Dagegen wurden aber die Abteilungswände aus Eisenbeton hergestellt (Abb. 34).

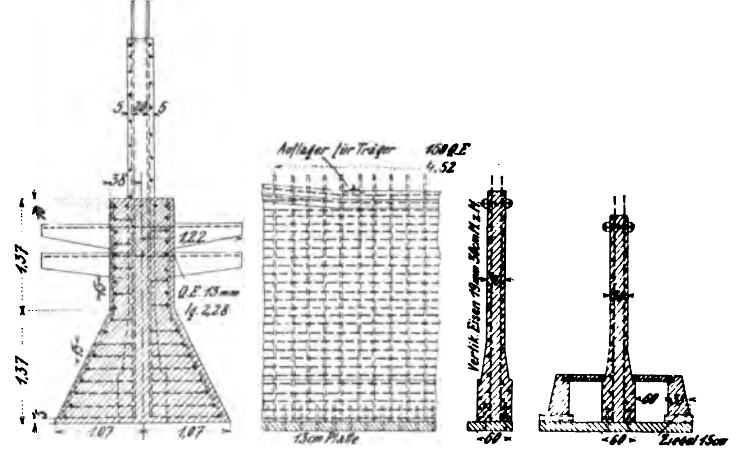


Abb. 34. Abteilungswände der Filteranlagen in Indianopolis.

Die 30 cm-Abteilungswände wurden mit Rücksicht auf die Wasserdichtigkeit ohne Anordnung von Dilatationsfugen in Längen von 107 m ausgeführt. Die Armatur dieser Mauer beträgt $\frac{1}{300}$, also $^1/_3$ vH. des Betonquerschnittes. An den Abteilungsmauern finden sich Vorrichtungen für den Verkehr mit Schiebkarren sowie Kanäle für Drains angebaut vor.

Das Dach ist für eine Schlackenbeschüttung von 60 cm Dicke berechnet. Zur Auflagerung der kontinuierlichen Hauptträger wurden auf den Mauern Rollenlager angebracht; die gleichfalls kontinuierlich verlaufenden Nebenträger sind mit 4 Rundeisen armiert, von denen 2 in $^3/_4$ der Länge aufgebogen wurden. Zur Fixierung dieser Eisen wurden Betonkämme verwendet. Die Schalung wurde an die I-Eisen der Hauptträger befestigt. Die Decke wurde 10 bis 14 Tage in der Schalung belassen.

Die Kosten der Mauern, Säulen und der Dachkonstruktion beliefen sich auf 14,2 Mark für 1 m², in diesem Preise ist jedoch die Überwachung und Leitung der Arbeiten nicht einbegriffen.[2])

Behälter für das Fort Meade (South Dakota).

Die bestehende Wasserleitung war wegen der kleinen Rohrdurchmesser nicht mehr geeignet und lieferte den Feuerlöschvorrichtungen der Stadt nicht den nötigen Druck.

[1]) Siehe Eng. Record 1905, 26. März.

[2]) Siehe Eng. News 1906, S. 456.

Man entschloß sich deshalb zu einer neuen Wasserleitung, welche sämtlichen Hydranten des Stadtgebiets den nötigen Druck lieferte.

Der 1800 m³ fassende Behälter ist in 61 m Höhe über dem Paradeplatz des Forts angeordnet und in Eisenbetonkonstruktion ausgeführt (Abb. 35 u. 36).



Abb. 35. Behälter für das Fort Meade (S. D.).

Dasselbe ist zweiteilig, und ist jede Kammer 15 auf 18 m groß; die Tiefe beträgt 4,9 m. Das Dach ist 60 cm stark und für eine Schneelast von 488 kg/m² berechnet.

Der Aushub für die Fundamente bestand aus sehr grobem Schotter, der eine gute Unterlage bot. Der Grund wurde mit Straßenwalzen gerollt und dann die tieferen Fundamente ausgehoben. Die Fundamente der Pfeiler und Umfassungsmauer sind 1,5 m breit und liegen 30 cm tiefer als die Sohlenplatte. Die Pfeiler, 35 cm im Geviert, sind mit vier Stück 19 mm-Stäben, die alle 35 cm durch Bügel verbunden sind, armiert und stützen die 56 cm hohen Hauptträger der Eisenbetondecke. Die Überschüttungshöhe beträgt 61 cm. Die Platte der Dachkonstruktion ist 7,5 cm stark (bezüglich weiterer Einzelheiten siehe Abb. 36).

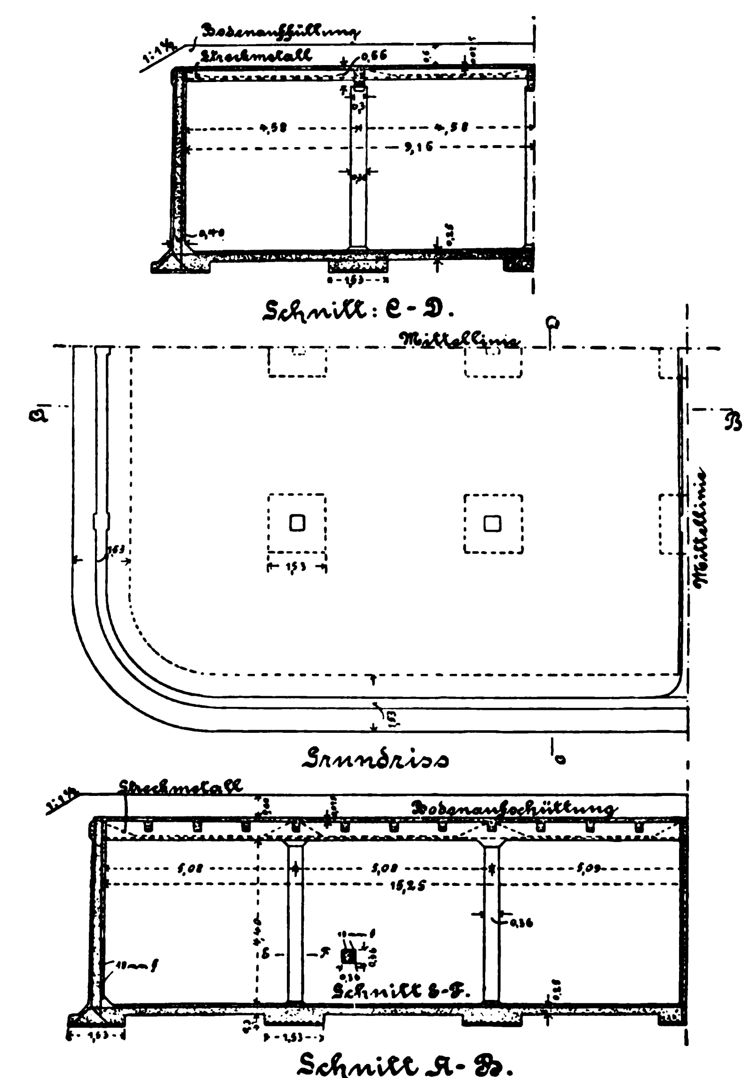


Abb. 36. Behälter für das Fort Meade.

Die Umfassungsmauern von 43 cm Dicke sind in den Ecken abgerundet und armiert. Da diese einem Wasserdruck von 4 m zu widerstehen haben, mußte auf die Auswahl der Materialien ein besonderes Augenmerk gerichtet werden. Das Mischungsverhältnis war 1 : 2 : 4.

Die Mischung des Betons erfolgte auf Plattformen von Hand aus. Die Außenseiten der Mauern und des Daches wurden mit Teer abgedeckt. Die Ausführungskosten stellten sich bei der abnormal hohen Lage sehr hoch.[1])

Filteranlage der New-Haven Water Company.

New-Haven und zwei benachbarte Städte beziehen ihr Wasser von der New-Haven Water Company, die sechs Strom- und Flußquellen besitzt. Der tägliche Verbrauch beträgt 56 800 m^3.

Um die Zuflüsse vor Verunreinigungen zu schützen, wurde Land angekauft und Inspektionsdienst eingerichtet. Der letztere erwies sich jedoch in Anbetracht der industriellen Anlagen als unwirksam, so daß an eine Filtration des Wassers gedacht werden mußte.

Die Filter sind auf einem $2^1/_2$ km vom Stadtzentrum entfernten Grundstücke erbaut worden. Die Sandfilter bedecken eine Fläche von 1,6 ha, ihre tägliche Leistungsfähigkeit beträgt 45 000 m^3, die jedoch auf 68 000 m^3 erhöht werden kann. Die Anlage besteht aus 12 gedeckten Filterbetten, einer Bedienungsgalerie, einem Laboratorium und einem Reinwasserbehälter.

Für die Einrichtung wurde die Filteranlage in Little Falls, N.-J., der East Jersey Water Company zum Muster genommen.

Die Filterbetten und der Reinwasserbehälter sind mit flachen, durchschnittlich 60 cm hoch beschütteten Eisenbetondächern, die auf Säulen ruhen, bedeckt. Der Boden ist aus Kontregewölben gebildet. Die dünnen Umfassungswände finden bei wirksamem Wasserdruck in der Sohle und Decke Stützpunkte. In den Wänden sind große Fenster angeordnet, welche den Raum lüften und beleuchten. In der Decke sind nur zwei Ventilatoren und die Einsteigöffnungen freigelassen worden. Die Einrichtung der Anlage gestattet, daß das Wasser bei eingetretenen Störungen auch ungefiltert der Stadt zugeführt werden kann.

Die Grundrißfläche der Anlage ist ein Rechteck, jedes Filter hat eine nutzbare Fläche von 25 auf 12 m.

Die sichtbaren Flächen wurden mit Ziegelmauerwerk verkleidet. Die Rippen der Seitenwandung sind 60 cm stark und 3,6 bis 6 m voneinander entfernt. Die Umfassungsmauer ist aus Stampfbeton, der Fußboden und das Dach ist mit Ransome-Eisen armiert, deren Gesamtgewicht für die ganze Anlage 500 t betrug.

In jedem Filter sind 48 Säulen angeordnet. Diese Säulen achteckigen Querschnitts sind mit 6 mm-Eisenringen armiert, eine Vertikalarmatur wurde nicht angeordnet. Seitenwände und Pfeiler sind von der Sohle bis zur Oberfläche des Filtersandes abgeböscht.

Die Umfassungsmauer wurde hier in Abschnitten von 6 m Länge in ganzer Höhe auf einmal fertiggestellt. Zur Verbindung mit dem Nachbarabschnitt war an den Enden eine 15 cm-Spundung vorgesehen. Felder und Seitenteile der Nut wurden armiert. Die Nuten wurden vor Inangriffnahme des Nachbarabschnitts mit Asphalt ausgestrichen, um ein Abbinden zu vermeiden. Diese Fugen haben sich vorteilhaft bewährt; sie haben sich seither leicht geöffnet, aber nur geringe Mengen Wasser durchgelassen.

Die Schalung der Umfassungswände konnte wegen der in ihrem unteren Teile angeordneten Böschung nicht in gewöhnlicher Weise hergestellt werden, da die abgeschrägten Wandteile beim Betonieren aufstiegen. Es wurde daher dieser untere Teil durch dreiteilige Bolzen, welche mit Stemmröhrchen versehen waren, zusammengehalten.

---

[1]) Siehe Beton u. Eisen 1906, Seite 146 und Eng. News 1905, Seite 680.

Das mittlere gußeiserne Mutterstück blieb im Beton, die beiden Seitenbolzen konnten mit Leichtigkeit aus dem grünen Beton entfernt werden.

Der Fußboden wurde in zwei Lagen aufgebracht, auf die untere 12,5 cm starke Schicht wurde nach drei Tagen die obere Schicht derart aufgebracht, daß sich die einzelnen Felder schachbrettartig übergriffen.

Das Eisenbetondach wurde in einzelnen getrennten Feldern hergestellt und zum Schutze vorübergehend mit 7,5 cm Erde bedeckt, welche naß gehalten wurde.

b) Grundrißform: rechteckig. Decke: gewölbt oder kegelförmig.

Behälter für die Wasserversorgung der Stadt Agram. (I. Zone.)

Der geräumige Bauplatz des Behälters der I. Zone ermöglichte, denselben über einer Grundrißfläche von 45 × 38 m auf die billigste Art mit allseitig gewölbten Umfangswänden und einer Decke aus nebeneinander gereihten Tonnengewölben — alles in armiertem Beton — auszuführen (Abb. 37 und 38).

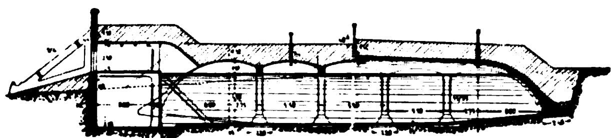


Abb. 37. Schnitt durch den Behälter in Agram (I. Zone).

Die 15 cm starke Sohle ist beiderseits armiert. Die Decke wird von 15 armierten Pfeilern getragen. Die Tonnen, mit 1,50 m Erdbeschüttung belastet, haben bei einer Spannweite von 5,50 m und $^1/_{10}$ Stich eine Scheitelstärke von 7 cm.



Abb. 38. Behälter in Agram (I. Zone, 5000 m³) Einschalung.

Der 8,75 m ausladende Gewölbeschenkel der Umfangswände ist genau nach der Drucklinie geformt und die Armierung — ebenso wie die Tonnengewölbe — unter Berücksichtigung der Kraftwirkungen bei gefülltem und entleertem Behälter bestimmt worden.

Die Fundamente der Umfassungswände wurden zur Erleichterung und Verbilligung der konstruktiven Durchführung höher angeordnet als die durchgehende Sohle.

Da in die Zone I ein bestehender Behälter einbezogen wurde, war eine Unterteilung überflüssig. Der Behälter der II. Zone mit gerader Decke wurde bereits auf Seite 373 beschrieben. Beide Objekte — ausgeführt von N. Rella u. Neffe, Wien — sind außen mit einem Asphaltanstrich isoliert worden. Bauzeit für beide Behälter 120 Tage, die Gesamtkosten 140 000 Kr., d. i. für 1 m³ Nutzinhalt 23,5 Kr.

Behälter mit 3600 m³ Inhalt für die Stadt Mainz.

Der versenkte Behälter hat rechteckigen Grundriß; die Decke ist aus Gewölbe zwischen von Pfeilern gestützten Trägern gebildet. Die Gewölbeschenkel der Endfelder laufen bis zur Sohle aus. Ausgeführt von Johann Odorico, Dresden.

Wasserbehälter aus Eisenbeton der Stadt St. Louis (V. St. A.)

Die Stadt St. Louis bezieht ihr Trinkwasser von einer benachbarten Hügelkette, wo sie umfangreiche Kläranlagen errichtet hat. Eine einzige große Rohrleitung verbindet diese Kläranlagen mit der in Abb. 39 dargestellten Pumpstation *a*.

Je nach der augenblicklichen Ergiebigkeit der Quellen war die Wasserversorgung der Stadt zeitweilig unzureichend. Gaben die Quellen einen Wasserüberschuß, so konnte dieser nicht weiter ausgenutzt werden, vielmehr mußte man das Wasser ableiten. Dazu kam noch der Mißstand, daß bei einer notwendig gewordenen Ausbesserung der Wasserzuleitung zwischen der Kläranlage und dem Pumpwerk die ganze Stadt ohne Wasser war. Man entschloß sich daher zum Bau eines großen Wasservorratsbehälters, der imstande ist, 95 000 m³ Wasser als festen Bestand aufzuspeichern. Ist dieser Behälter gefüllt, so kann der Stadt eine sich stets gleichbleibende Wassermenge täglich zugeführt werden, und im Falle einer Ausbesserung des Hauptzuleitungsrohres tritt kein Wassermangel ein. In derselben Abb. 39 bezeichnet *b* den neuen Wasserbehälter, *c* ist die Hauptzuleitung, von welcher bei dem Schieberhause *d* ein 1,80 m-Rohr *e* abzweigt. Die Fortsetzung des Rohres *f* führt in einer Stärke von 1,5 m durch die ganze Länge des Wasserbehälters hindurch nach der Brunnenstube *g* neben dem Maschinenhause *a*, wo mächtige Pumpen aufgestellt sind, die täglich 190 000 bis 227 000 m³ unter einem Druck von 8,75 Atm. nach der Stadt befördern. Innerhalb des Wasserbehälters stützt sich das Rohr *f* auf schmale Betonpfeiler. Eine andere Rohrleitung *h* von 2,10 m Durchmesser verbindet die Kläranlage mit dem Sammelbehälter *b* und erreicht diesen in der Schieberstube *i*.

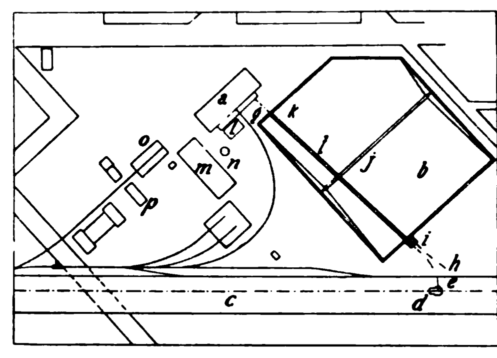


Abb. 39. Lageplan.

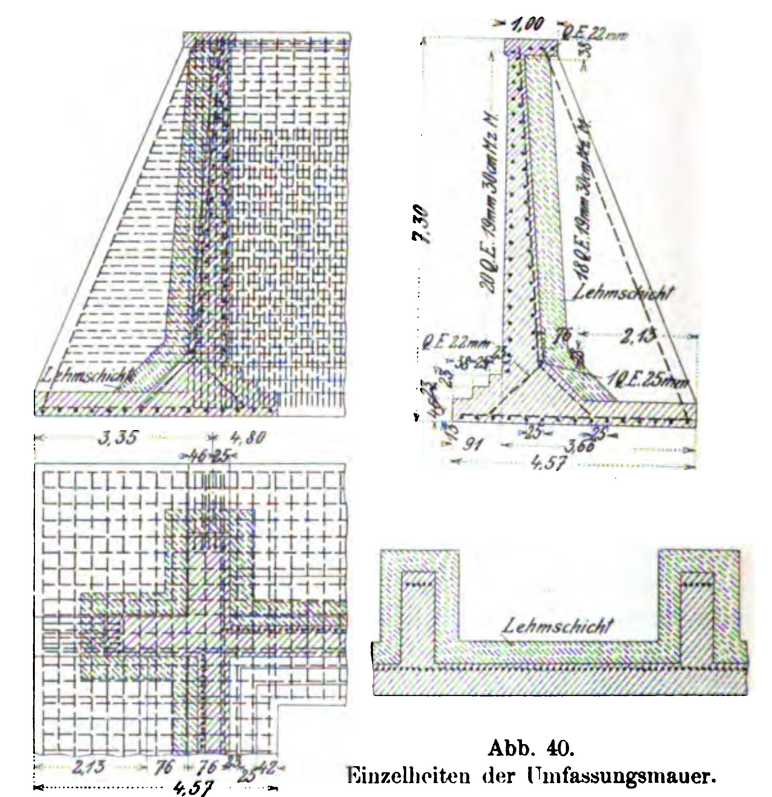


Abb. 40.
Einzelheiten der Umfassungsmauer.

Die Wasserentnahme aus dem Wasserbehälter erfolgt durch einen in dessen Mitte angeordneten 1,50 m breiten Graben *j*, nach dem hin sich der Boden des Behälters von beiden Seiten senkt.

Aus diesem Graben gelangt das Wasser nach einer Rohrleitung, die bei *k* den Behälter verläßt, um ebenfalls nach der Brunnenstube *g* zu führen, bei *l* sind die Dynamomaschinen, bei *m* das Kesselhaus mit dem Schornstein *n* angeordnet. Daneben befindet sich eine Reparaturwerkstätte *o* und die Schmiede *p*.

Der Wasserbehälter ist aus Eisenbeton, der später mit Eisenbetongewölben bedeckt werden soll. Seine Länge beträgt 153,1 m, seine Breite 124,3 m. Die Umfassungsmauern (Abb. 40) sind im ganzen 7,35 m hoch und erheben sich auf einer 4,60 m breiten und 0,45 m starken Grundplatte. Die Wandstärke beträgt am Fußende 75 und unmittelbar unter der Abdeckung 30 cm. Letztere ist 97 cm breit und 30 cm stark. In Entfernungen von je 4,85 m, von Mitte zu Mitte gemessen, werden die Umfassungsmauern von 60 cm breiten, mit Eiseneinlagen versehenen Strebepfeilern unterstützt (Abb. 41). Die Eiseneinlagen bestehen aus 22 mm starken Johnson-Eisen. Von diesen liegt in der Grundplatte ein doppelter Rost, dessen einzelne Stäbe 30 cm voneinander entfernt sind. Während innerhalb der Außenfläche der Wand nur wagerechte Stäbe verlaufen, sind nächst der Innenfläche auch entlang der Mauerböschung verlaufende, die wagerechten Stäbe rechtwinklig kreuzende Stäbe angeordnet. Innerhalb der Stützpfeiler sind 19 mm starke Stäbe in 25 cm Abstand vorgesehen. In der Mauerabdeckung verlaufen 4 Stück 22 mm starke wagerechte Eisen. Auf der Innenseite werden die Wände von einer 45 cm starken Lehmschicht umhüllt. Der Fußboden besteht aus einer 22,5 cm starken Betonschicht und einer 45 cm starken Lehmaufstampfung. Der Beton des Fußbodens wurde in einzelnen Platten von 2,10 m Länge und ebensolcher Breite verlegt und die dazwischenbleibenden 15 mm breiten Fugen mit Asphalt ausgegossen.



Abb. 41. Herstellung der Umfassungsmauern.

Die Kosten des Bauwerks betragen ungefähr 1 Million Mark. Zu den Umfassungsmauern wurden 4590 m³, für die Sohle und die Stützpfeiler der Rohrleitung 4670 m³ Beton verbraucht.[1])

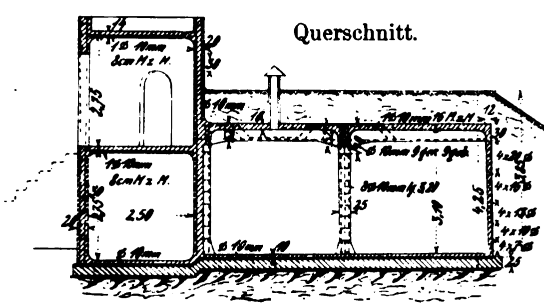
c) Grundrißform: rund. Decke: eben oder ohne Decke.

Versenkter Behälter von 500 m³ Inhalt für die Brauerei Reisewitz in Dresden.

Zwei gekuppelte zylindrische Behälter mit je 10,20 m innerem Durchmesser. Auf einer 25 cm starken Lage Unterbeton ruht die 10 cm starke armierte Sohlenplatte, an welche sich die 12 cm starken Umfassungswände schließen (Abb. 42 und 43). Die Plattenbalkendecke besteht aus Haupt- und Nebenträgern und einer 11 cm starken Platte,

[1]) Siehe Eng. Record 1905, 21. Oktober.

auf welcher eine 80 cm-Schuttlage aufgebracht ist. Zur Unterstützung der Decke sind in jedem Behälter vier 25/25 cm Pfeiler angeordnet. Die Schieberkammer befindet sich zwischen beiden Behältern. Die Ausführung — durch die Firma Johann Odorico in Dresden — bei welcher über 1000 m³ Erdmassen bewältigt wurden, nahm 2 Monate in Anspruch.



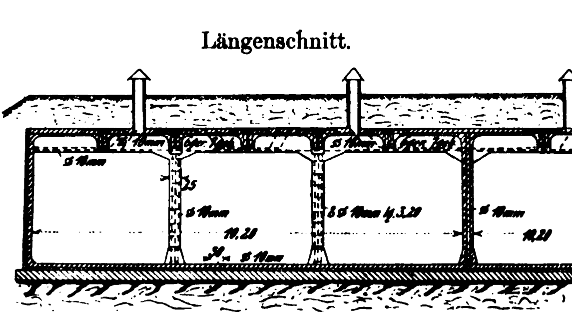


Abb. 42. Behälter für die Brauerei Reisewitz.

Abb. 43. Grundriß.

Behälter für die Stadt Mauguio (Herault).

In einer angeschütteten Erhebung ist der 600 m³ fassende Behälter (Abb. 44), welcher für die Wasserversorgung der Stadt dient, versenkt eingebettet. Die Anschüttung ist mit einer Stützmauer aus Stampfbeton umgeben. Der Behälter, dessen Sohle und Wandung in Eisenbeton System Hennebique hergestellt sind, ist zylindrisch; in der Mitte desselben erhebt sich ein von Pfeilern getragener Turm. Ein Windmotor besorgt die Füllung des Behälters.

Abb. 44. Schnitt durch den Behälter der Stadt Mauguio.

Filteranlage aus Eisenbeton in Ithaka (N.-Y.)

Nach Plänen des Herrn Professor Gardner S. Williams wurde eine Filteranlage für die bekannte amerikanische technische Hochschule (Cornell-Universität) ausgeführt. Die Filter empfangen das Wasser von einer Pumpe und führen dasselbe sodann in einen Behälter von 1800 m³ Fassungsraum ab. Die Anlage ist 2 Stock hoch, hat L-förmigen Grundriß und ist in den Hauptabmessungen 21 m lang, 14,6 m breit und 9,7 m hoch. Die Wandungen sind aus Beton mit Flach- und Ransome-Eisen armiert. Das Ganze ist von einem Gebäude aus Ziegelmauerwerk umschlossen, welches auch das komplizierte Rohrsystem aufnimmt.

Es gliedert sich in Mischbehälter, Filter- und Reinwasserbehälter, die sich in einer eigenartigen, nur in Eisenbeton möglichen Anordnung befinden und die lebhaft an

Retorten erinnert. Diese kostspielige, raumersparende Anordnung ist interessant, jedoch nicht nachahmenswert, weshalb hier auf die Originalveröffentlichung verwiesen wird.[1])

Behälter in Bloomington (Ill.).

Ein Behälter in armiertem Beton mit einem Fassungsraum von 38 000 m³ (Abb. 45) ist in Bloomington (Ill.) erbaut worden. Vor der Erbauung dieses Behälters und anderen Verbesserungen war die Wasserversorgung von Bloomington selbst bei normalem Verbrauch mitunter unzureichend. Namentlich war die Feuerreserve durchaus ungenügend, da ein Standrohr von 2,10 m Durchmesser und 68,6 m Höhe, welches zur Regulierung des Drucks diente, den ganzen für den Brandfall verfügbaren Wasservorrat enthielt, so daß man lediglich darauf angewiesen war, wenn einmal die Pumpen, welche direkt in das Rohrnetz drücken, im Bedarfsfall nicht sofort betriebsbereit waren. Dieser Umstand war es namentlich, welcher Veranlassung zur Erbauung des Behälters gab. Derselbe ist offen hergestellt und hat einen Durchmesser von 91,5 m, während die Umfassung 4,60 m hoch ist und den in Abb. 45 dargestellten Querschnitt zeigt. Die Sohle hat eine Stärke von 15 cm und ist als Kugelhaube ausgebildet, so daß die Tiefe des Behälters von 4,60 m am Rand auf 7,60 m in der Mitte ansteigt. Die Armierung ist derartig ausgeführt, daß in die Grundplatte, auf der die Umfassungsmauer steht, 19 mm-Eisen in Entfernungen von 23 cm eingelegt sind. Jedes vierte dieser Eisen ist 3 m lang und greift in die Verstärkungsrippe der Grundplatte; die übrigen Eisen dagegen haben nur eine Länge von 1,20 m. Auch gegen die Wasserseite ist die Grundplatte armiert, und zwar mit 19 mm-Eisen, die in 15 cm Abstand voneinander liegen und abwechselnd 1,20 m und 1,80 m lang sind. Die Umfassungswand selbst ist gleichfalls mit 19 mm-Eisen verstärkt. Von diesen sollen die vertikalen die vom Wasserdruck, die horizontalen die von den Temperaturschwankungen herrührenden Zugspannungen aufnehmen. Sowohl die Umfassungsmauer als auch die Sohle sind ohne jede Ausdehnungsfuge gebaut, in der Annahme, daß das Mauerwerk keinen plötzlichen und bedeutenden Temperaturschwankungen unterworfen sein wird. Schließlich ist noch zu erwähnen, daß auch die Sohle des Behälters armiert ist, und zwar durch ein Netz von 6 mm-Rundeisen, die in 15 cm Abstand voneinander eingebettet sind.[2])

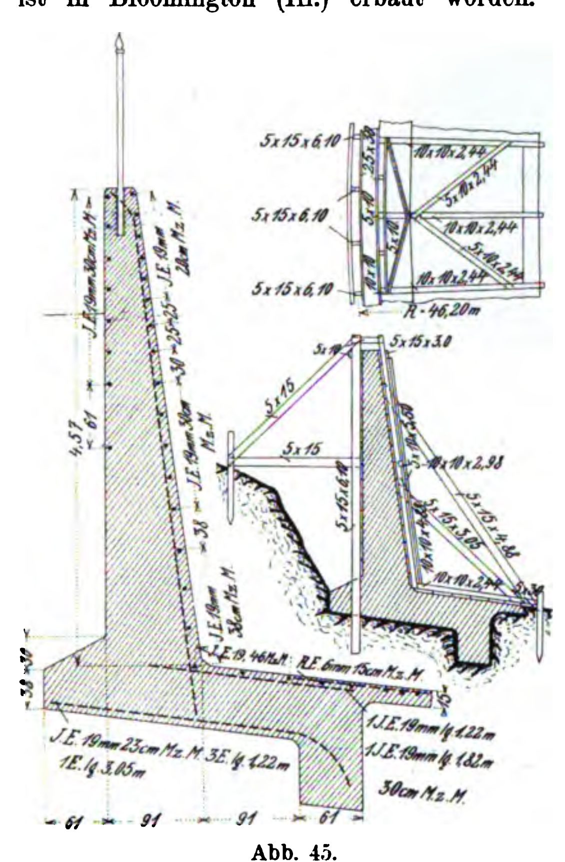


Abb. 45.
Umfassungsmauer des Behälters in Bloomington.

---

[1]) Siehe Eng. Record 1904, 9. April.
[2]) Eng. Record 1907, 12 Januar. S. 32.

Behälter in Waltham (Abb. 46).

Die Stadt Waltham wird mit Grundwasser durch eine Pumpe in der Nähe des Charle-Flusses versehen. Die erste Anlage enthielt einen 22 700 m³-Behälter auf einem Hügel in 1/2 km Entfernung. Die Erscheinungen mit Pflanzenwuchs, die einer derartigen Wasserentnahme eigen sind, traten bald auf, so zwar, daß der Behälter im Jahre 1893 bedeckt werden mußte. Im Jahre 1906 wurde ein neuer, bedeckter Behälter (Inhalt 7500 m³) mit einem Kostenbetrag von 102 000 Mark hergestellt. Ein ebenso freistehender Eisenbehälter würde wenigstens 120 000 Mark gekostet haben und außer der geringen Lebensdauer eine ganze Reihe anderer Nachteile mit sich bringen. Der Durchmesser des Bauwerks beträgt etwa 30 m, seine Höhe 11 m. Der Boden des Behälters besteht aus einer Lage von 30 cm Beton, dessen oberste Schicht mit Streckmetall befestigt ist. Die Oberfläche wurde mit einer Feinschicht versehen. In diese Grundplatte wurden alle 30 cm Rundeisen eingebettet, die 0,90 m in dieselbe versenkt waren und die 1,8 m in die Außenmauern reichten. Diese Außenmauern waren unten 45 cm stark, innen vertikal und oben 30 cm stark. Die Bewehrung der runden Umfassungsmauer wurde so angeordnet, daß die Spannungen im Eisen 800 kg/cm² nicht überschritten, dies geschah durch Anordnung von drei Reihen bis zur Höhe von 6 m, während in den nächsten 2,10 m nur zwei Reihen Rundeisen Durchm. 27 mm angeordnet waren. Die Decke besteht aus einer Platte, 7,5 cm stark, die sich auf eiserne Träger stützt, welche auf den Umfassungsmauern und auf dem in der Mitte gelegenen Abflußrohr aufruhen.

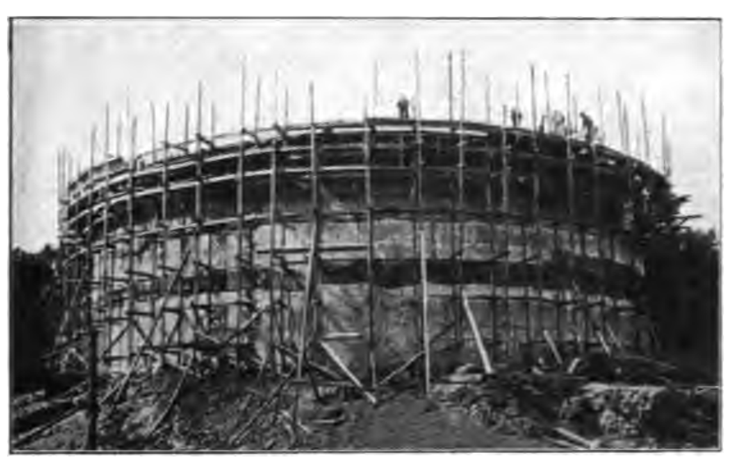


Abb. 46. Behälter in Waltham.

Die Reifeneisen übergriffen sich jeweilig um 40 Durchmesser. Mit bezug auf die Wasserdichtigkeit wurden Versuche angestellt, die Zuschlagstoffe danach gewählt und im Inneren der Mauer 5 vH. des Zementgewichts Weißkalk hinzugefügt. In der Außenschicht wurde das sogenannte Medusapräparat benutzt.[1])

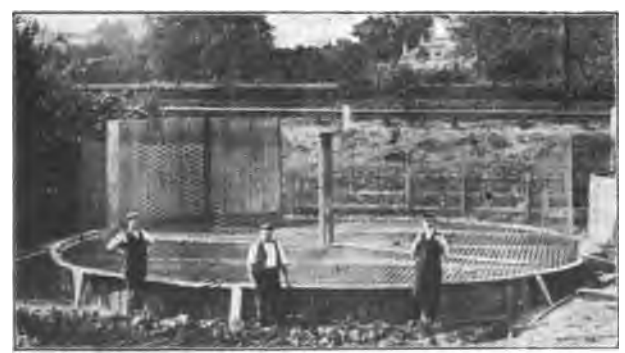


Abb. 47. Behälter mit Streckmetalleinlagen in Alton.



Abb. 48. Filter in Lancaster (Pa.).

[1]) Eng. Record 1906, 3. März.

Abb. 47 zeigt die Verwendung von Streckmetall bei der Herstellung eines Behälters in Alton (Hants).[1])

In Abb. 48 sind die ineinander geschachtelten Filter in Lancaster (Pa.) dargestellt.

d) Grundrißform: rund. Decke: gewölbt oder kegelförmig.

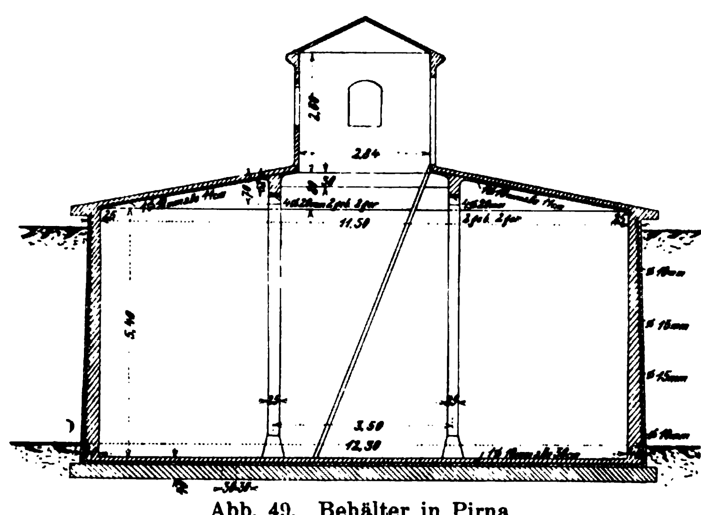


Abb. 49. Behälter in Pirna.

Behälter der Zellulosefabrik der Herren Hoesch u. Cie. in Pirna (Abb. 49).

Der 1000 m³ fassende zylindrische Behälter von 11,5 m innerem Durchmesser und 5 m hohen Seitenwänden ist ähnlich wie der früher beschriebene durchgeführt worden. Die Decke zeigt von der Mitte gegen den Bordrand eine Neigung und ist mit einer Laterne versehen. Ausgeführt von Johann Odorico, Dresden.

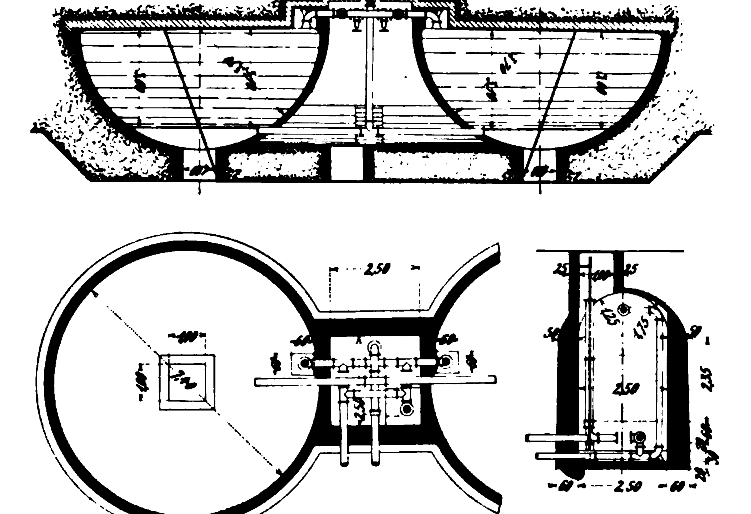


Abb. 50. Behälter für das Wasserwerk Pyrmont.

Behälter für das Wasserwerk Pyrmont mit zusammen 200 m³ Inhalt.

Zwei gekuppelte halbkugelförmige Behälter von 7,40 m Durchm. (Abb. 50). In gleicher Anordnung, jedoch für zusammen 400 m³ Inhalt wurde im Jahre 1905 von Herrn Ingenieur Franz Schlüter eine Anlage für das Wasserwerk Großalmerode bei Kassel ausgeführt.

Behälter der Stadt Iserlohn von 7000 m³ Nutzinhalt[2]) von derselben Firma ausgeführt.

Behälter in Deuben bei Dresden (Abb. 51).

Ein zylindrisches Becken mit einer flachen Kuppel als Decke. Seitenwände, Sohle und Decke in Eisenbeton. Inhalt 500 m³, Wasserhöhe 3 m; ausgeführt von der Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau, Berlin.

[1]) Concrete and Constructional Engineering.

[2]) Beton u. Eisen 1906, Heft III.

Behälter im Arsenal zu Lorien.

Der zylindrische Behälter von 300 m³ Inhalt ruht auf dem Boden, sein innerer Durchmesser beträgt 8,75 m und die Wassertiefe 5 m. Die Decke ist eine Kuppel mit 76 cm Stich, die durch eine 0,85 m hohe, 1 m im Durchmesser aufweisende Laterne überragt wird.

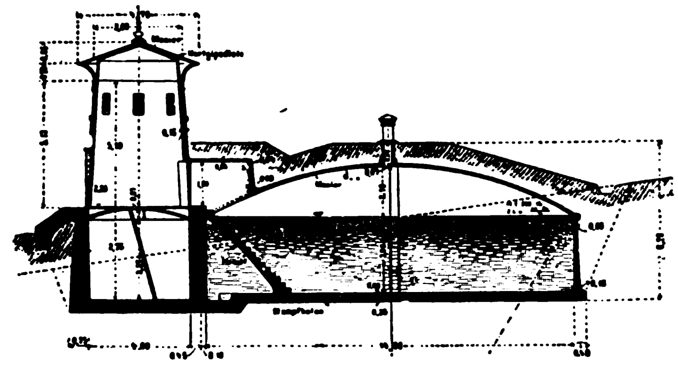


Abb. 51. Behälter in Deuben bei Dresden.

Die Wandstärke beträgt 8 cm und wurde vorerst mit 16 Stück **[**-Eisen von 35 × 16 × 4 mm — gleichmäßig am Umfang verteilt — armiert, um dem weiteren Eisengerippe während der Arbeit die nötige Steifigkeit zu verleihen. Die vertikalen Eisen sind oben durch ein **[**-Eisen 80 × 52 × 8 mm und unten durch ein solches von 50 × 30 × 5 mm verbunden. Die Rundeisen sind an dieses Gerippe in bekannter Verteilung angebracht.

Abb. 52. Einzelheiten des Behälters im Arsenal zu Lorien.

Der Boden, der auf guten Baugrund aufgesetzt ist, hat eine Stärke von 6 cm und ist mit 4 mm-Drähten, die ein Netz von 10 cm Maschenweite bilden, armiert. Innerhalb des Bodens ist ein Sumpf für die Verteilungsleitung angeordnet. Die Kuppel der Decke ist 5 cm stark und beim Anschluß an die Laterne mit einem **[**-Eisen 35 × 16 × 4 mm armiert. 3 weitere **[**-Eisenringe teilen die Kuppel in 4 gleiche Zonen. Nach Längenkreisen verlaufen gleiche **[**-Eisen, die so entstehenden Felder sind mit 4 mm Rundeisen armiert. Die Laterne hat den Zweck der Lüftung und ist mit einem kegelförmigen Dach bedeckt.

Die Details zeigt Abb. 52. Derselbe ist nach System Coignet ausgeführt.[1])

Behälter in Garches mit 800 m³ Inhalt für die Wasserversorgung von Versailles (Abb. 53).

Dieser Behälter wurde vom franz. Ministerium für öffentliche Arbeiten ausgearbeitet und durch den Unternehmer Ollier nach der Methode Boussiron ausgeführt.[1])

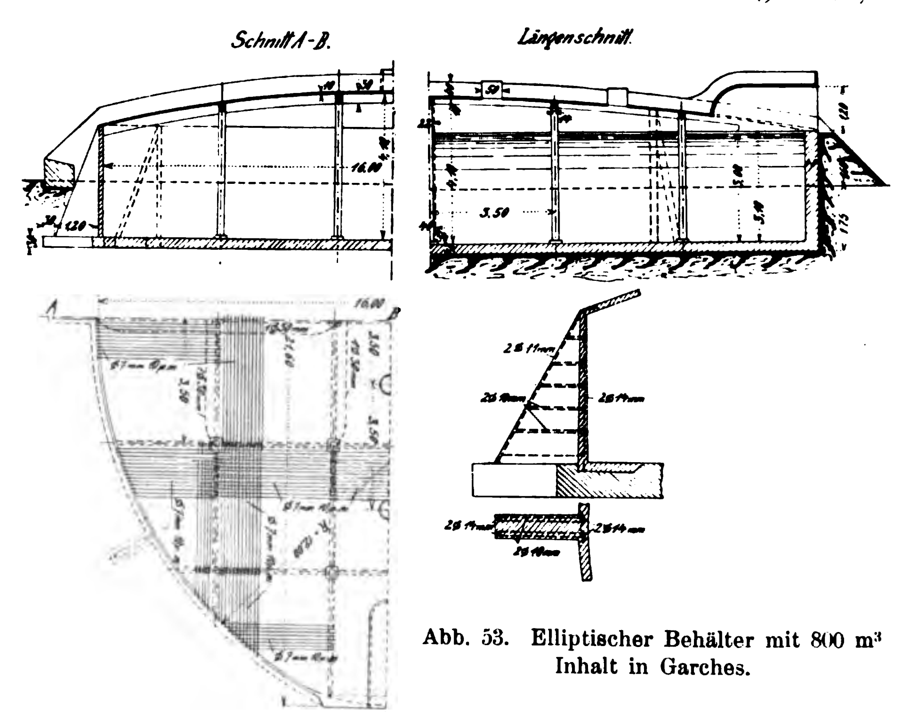


Abb. 53. Elliptischer Behälter mit 800 m³ Inhalt in Garches.

Bei diesem Werke hat man sich von den gewöhnlichen rechteckigen und kreisförmigen Formen entfernt und elliptischen Grundriß gewählt. Die Länge des elliptischen Behälters beträgt 21,40 m, seine größte Breite 16 m. Die Wassertiefe beträgt 3,10 m.

Die 6 cm starke Sohle ruht auf einem Betonbett von 24 cm Stärke, welches mit hydraulischem Kalk hergestellt wurde. Die Armierung der Sohle erfolgte nach 2 Richtungen parallel zu den Symmetrieachsen des Behälters mit 7 mm starken Rundeisen.

Die vertikalen Wände sind unten 14 cm, oben 12 cm stark. Die Horizontalarmatur ist auf die ganze Höhe in gleichen Vertikalabständen von 10 cm angeordnet. Der Durchmesser dieser Armatur ist nach 6 Zonen von 20 bis 10 mm R.-E. abgestuft Die Vertikalarmatur besteht in 7 mm R.-E., in Abständen von 15 cm.

[1]) Berger u. Guillerme, la construction en ciment armé. Paris 1905.

Die Decke des Behälters hat die Form eines Ellipsoides und wird von Säulen gestützt. Die 22/22 cm starken Säulen sind mit Rundeisen 16 mm Durchmesser armiert, welche mit 20×1 mm Eisen verbunden sind. Diese Pfeiler tragen die Versteifungsrippen der Decke. Die Versteifungsrippen sind mit einem 30 mm-Rundeisen armiert.

Der Wasserdruck ist bestrebt, die Wandung des elliptischen Behälters in die Kreisform zu bringen. Diese Deformation würde sich nicht allein an der Sohle, sondern auch an den Wandungen bemerkbar machen. Die Steifigkeit der Wände wird durch eisenarmierte Streben gesichert.

Der Behälter wurde 15 Tage nach der Fertigstellung in Gebrauch genommen und hat nicht den geringsten Anstand ergeben. Zur Erzielung der Wasserdichtigkeit ist am Boden ein 2,5 cm und an den Seitenwänden ein 2 cm starker Verputz aufgebracht worden.

Behälter in Sidi-Lhassen im Departement Oran (Algier).

Der 200 m³ fassende zylindrische, im Boden versenkte Behälter steht auf einer 25 cm starken Sandschicht.

Die 2,6 m hohen vertikalen 10 cm starken Umfassungswände sind mit horizontalen Rundeisenringen armiert, in der unteren Zone sind 24 R.-E. 8 mm, in der oberen 10 R.-E. 6 mm angeordnet. Die 8 mm vertikalen Rundeisen greifen sowohl in die 8 cm-Sohle, als auch in die 6 cm starke Kuppel weit ein. Die Kuppel ist mit einer 40 cm starken Schicht bedeckt.

Die Kuppel wird in der Mitte von zwei 12/12 cm-Eisenbetonpfeilern gestützt. Die diese Pfeiler verbindenden 20 mm-Rundeisen bilden die Sprossen der Einsteigleiter.

Eine mit dem Behälter kommunizierende Kammer dient der Verteilung usw. und ist gleichfalls in Eisenbeton von Giros u. Loucheur hergestellt.

Behälter in Mellinet (Algier).

Der Behälter faßt 50 m³ und gleicht in der allgemeinen Anordnung dem zuvor beschriebenen und ist auch nach demselben System ausgeführt. Die Fundierung erfolgte auf einer Sandlage, welche in diesem Falle nach einer Seite geneigt ist. Um das Gleiten zu verhindern, wurde die Decke mit einer mächtigen Erdschicht bedeckt, wodurch das Gewicht bedeutend vermehrt wurde.[1])

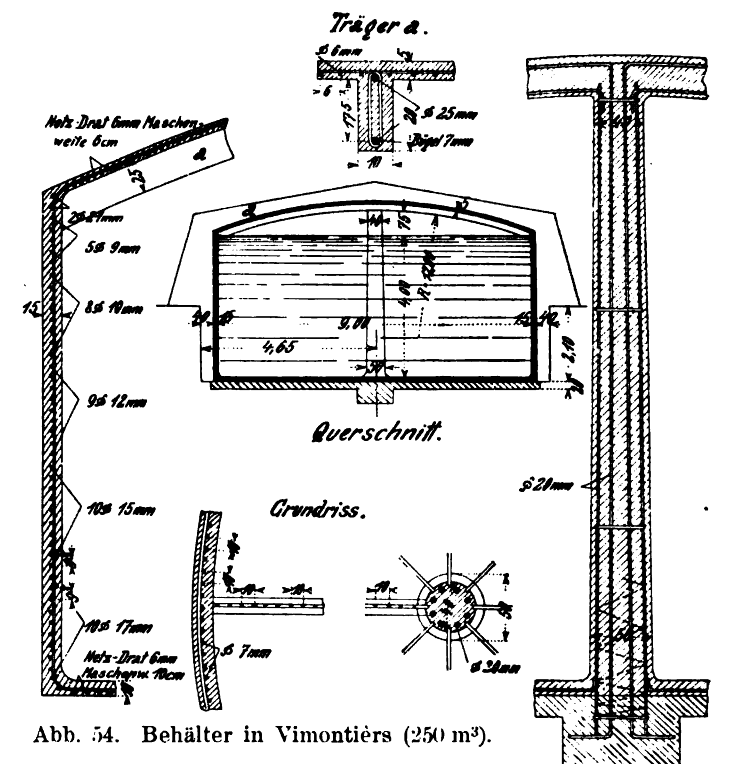


Abb. 54. Behälter in Vimontiers (250 m³).

[1]) Berger u. Guillerme. la construction en ciment armé. Paris 1905.

Behälter mit 250 m³ Inhalt in Vimoutièrs.

Der 2,3 m tief versenkte zylindrische Behälter hat einen lichten Durchmesser von 9 m und eine Wassertiefe von 4,00 m. Die Deckkuppel ist mit 8 diametral verlaufenden Rippen versehen und stützt sich auf einen Mittelpfeiler.

Die nach zwei Richtungen armierte Sohle ruht auf einer 20 cm starken Stampfbetonschicht. Die Einzelheiten der Anlage sind der Abb. 54 zu entnehmen.

In gleicher Ausführung wurden die Behälter von Fonville bei Dreux mit 80 m³ und jenes für die Gemeinde Boullay-Mivoie mit 125 m³ hergestellt. Derselbe ist von der Gesellschaft Saint Denis erbaut.[1])

Behälter in Fourcatier (Doubs), 200 m³ Inhalt.[1])

Der zylindrische Behälter hat einen lichten Durchmesser von 9,20 m und eine Wassertiefe von 3 m. Auf einer 20 cm starken Stampfbeton-Unterlage ruht die 15 cm starke Sohle auf; diese und die 10 cm starken Seitenwände sind mit Rundeisen armiert. Die kegelförmige Decke wird von vier Mittelpfeilern (Abb. 55) gestützt, die an ihren Köpfen durch einen armierten Kranz verbunden sind, auf diesen und auf die Umfassungswände wurden sodann diametral 28 Stück I-Träger von 180 × 60 mm verlegt, zwischen welchen Stampfbetongewölbe hergestellt wurden. Die Höhe der Erdschicht beträgt 50 cm. Der Behälter ist von der Société des chaux et ciments de la porte de France ausgeführt.

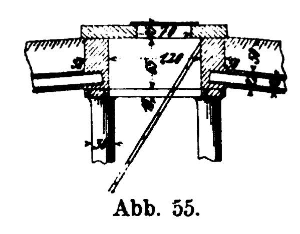


Abb. 55.

Der Behälter in Cirey wurde nach demselben Typ geschaffen. — Nach demselben System wurde ein zweiteiliger Verteilungs-Behälter in Bellay hergestellt.

Die Armatur der im Mittel 10 cm starken Umfassungswände besteht aus horizontal verlaufenden Rundeisen, Durchmesser 10 mm und vertikalen ⊏-Eisen 40 × 20 × 5 mm. Die Decke ist eine sphärische Kalotte mit $\frac{1}{10}$ Stich, welche auf den Seitenwänden aufruht. Der Horizontalschub wird von einem Gürtel, bestehend aus vier Winkeleisen 70 × 60 × 5 mm, welche mit einem Stehblech 160 × 5 mm verbunden sind, aufgenommen. Die Armatur der Kalotte besteht aus einem Netz von Rundeisen 10 und 5 mm Durchmesser. Die Armaturen wurden auf Grund einer zulässigen Inanspruchnahme von 800 kg/cm² auf Zug und 640 kg/cm² auf Abscherung berechnet.

Reinwasserbehälter in Tucumán (Argentinien).[2])

Die Abb. 56 zeigt die allgemeine Anordnung der ganzen Anlage. Für den neuen Wasserbehälter, der in einem Abstande von 60 m von der Achse der nach der Stadt führenden Hauptleitung gegenüber der Wärterwohnung angelegt ist, ist die zylindrische Form gewählt worden, weil man dieselbe hinsichtlich der Widerstandsfähigkeit und des Dichthaltens für die zweckmäßigste hielt. Die nutzbare Wassertiefe beträgt 5,25 m, der innere Durchmesser 36,10 m, der Inhalt 5400 m³.

Für den Entwurf sind die von der „Compagnie génerale des Eaux de Paris" veröffentlichten Leitsätze vorbildlich gewesen, nach welchen diese Gesellschaft verschiedene in Eisenbeton ausgeführte Wasserbehälter von 200 bis 40 000 m³ Inhalt

[1]) Berger u. Guillerme, la construction en ciment armé, Paris 1905.

[2]) Ingenieur Karl Wauters, Direktor des Departements der öffentlichen Arbeiten berichtet ausführlich über Konstruktion und Bauausführung von diesem Behälter in einer in spanischer Sprache abgefaßten Broschüre.

gebaut hat, die sowohl ganz im Boden versenkt, als auch vollständig über demselben angeordnet wurden.

Die Eisenarmierung stellt die erwähnte Gesellschaft aus einer Anzahl horizontaler Flacheisenringe in Vertikalabständen von 25 cm her, deren wirksamer Querschnitt entsprechend dem hydrostatischen Drucke gegen die Sohle zunimmt. Diese Flacheisenringe werden durch **[**-Eisenpfosten, deren Entfernungen voneinander 3 m betragen, in ihrer Lage gehalten. Auf dieses Gerippe kommt nun noch ein Netzwerk von Rundeisenstäben von 6 bis 8 mm Durchmesser, die sich horizontal und vertikal kreuzen, so daß sie Maschen von etwa 8 cm Seitenlänge bilden. Die gesamte Eisenrüstung wird mit Zementmörtel (750 kg Zement auf 1 m^3 Sand) umhüllt.

Für die Berechnung der Gurtringe, welche die Hauptarmierung bilden, ist von der Gesellschaft die Formel $S = \frac{2}{3} \cdot \frac{1000 \cdot h \cdot l \cdot r}{R}$ verwendet worden.

Hierin bedeuten:

S den Querschnitt eines Flacheisenstabes,

h den lotrechten Abstand desselben vom Wasserspiegel,

r den inneren Halbmesser des Behälters,

l den Abstand zwischen den Achsen zweier benachbarten Gurteisen,

R die zulässige Zuginanspruchnahme des Eisens: 1000 kg/cm^2.

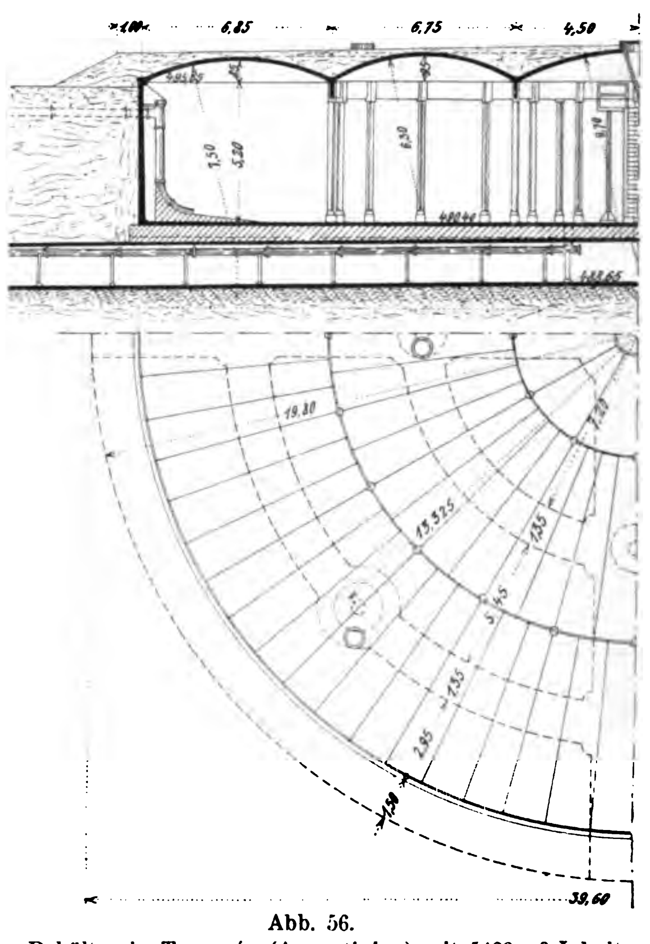


Abb. 56.
Behälter in Tucumán (Argentinien) mit 5400 m^3 Inhalt.

Die Abmessungen der so bestimmten Querschnittsflächen der Flacheisenstäbe ergeben sich dann aus der Forderung, daß die Eisenstäbe im Beton haften bleiben müssen. Die Stärke des Betons selbst wird je nach der Tiefe und dem Durchmesser des Wasserbehälters festgesetzt. So wurde sie z. B. für einen Behälter von 1000 m^3 Inhalt und 5,25 m Tiefe oben zu 0,08 m, unten zu 0,12 m, für einen anderen Behälter von 4000 m^3 Inhalt und gleicher Tiefe oben zu 0,10 m und unten zu 0,18 m festgesetzt.

Die Armierung des Behälterbodens besteht aus radial angeordneten Flacheisen, die im Mittelpunkte des Bodens an einer Metallplatte, am Rande an den früher erwähnten **[**-Eisenpfosten der Umfassungswand befestigt sind. Dieses System von Hauptstäben wird wieder durch ein Netzwerk von 6 mm-Rundeisen vervollständigt.

Die Abdeckung wird aus einem oder mehreren konzentrischen Gewölberingen, in der Mitte mit einer Kuppel, gebildet.. Die Gewölbe stützen sich gegen konzentrisch

angeordnete Widerlager aus armierten Balken, die ihrerseits auf Säulen ruhen, welche im Inneren des Behälters aufgestellt sind. Die Armierung der Säulen besteht aus T-Eisen, die mit einem Flechtwerk von Rundeisen umgeben sind. Diese Grundsätze der erwähnten Gesellschaft sind jedoch beim Behälter in Tucumán nicht in allen Teilen streng eingehalten worden.

Der Wasserbehälter ist zum größten Teil in den gewachsenen Boden einzubauen gewesen. Der Durchmesser der Baugrube beträgt 40 m, ihre Tiefe 4,75 m.

Von den verschiedenen Leitungen wurden etwa 90 m in zugänglichen Kanälen verlegt. Diese Kanäle sind 1,50 m hoch und 1 m weit in Eisenbeton ausgeführt worden. Der Berechnung wurde ein darüberstehender Wasserdruck von 5,25 t/m² zugrunde gelegt. Die Abdeckung ist gewölbt, die seitlichen Wände senkrecht und der Boden horizontal ausgeführt worden.

Zur Armierung hat man 8 mm starke Rundeisenstäbe als vertikale Leitstäbe verwendet, die in Abständen von 8 cm aufgestellt wurden. An der Außenseite dieser Leitstäbe sind 6 mm starke, horizontal verlaufende Rundeisen mit 7 cm Maschenweite angeordnet, die an den Kreuzungsstellen verknüpft sind. Zur Erleichterung des Transportes und zur Sicherstellung einer genügenden Steifigkeit der in der Werkstätte in Längen von 6 m hergestellten Eisengerippe wurden dieselben auch in diagonaler Richtung mit Rundeisenstäben versehen.

Die Herstellung der Kanäle in der Baugrube erfolgte durch Einbringen des Betons über einem die innere Einschalung bildenden Bretterkasten; die äußere Schalung bildeten die Baugrubenwände. Die verwendete Betonmischung bestand aus 1 Teil Zement und 4½ Teilen gut gewaschenem Sand von mittlerem Korn. Die Zwickel der Überwölbung wurden bis unter den Sohlenbeton des Bassins ausgefüllt und im obersten Teil noch mit einer Drahtarmierung versehen.

Die Sohle der Baugrube wurde sodann mit einer 30 cm starken Betonschicht versehen, deren Mischungsverhältnis 1 Teil Zement, 1 Teil feineren, 2½ Teile mittleren Sand und 4½ Teile Kies betrug. Auf diese Schicht wurde die Armierung des eigentlichen Behälterbodens montiert.

Die Ständer und Flacheisen der Armierung für die Umfassungsmauern sind genau nach den Normen der „Compagnie générale des Eaux de Paris“ berechnet worden. Es ist dabei eine Inanspruchnahme des Eisens von 1500 kg/cm² zugrunde gelegt worden. Die Stärke der einzelnen Flacheisenringe ist aus nachstehender Tabelle zu entnehmen.

Das Gesamtgewicht der Ringarmierung beträgt 18 000 kg, somit für 1 lfd. m des Umfanges 158 kg. Der gleichmäßige Abstand der Horizontalringe ist 25 cm. Die Länge der verwendeten Eisenbänder schwankt zwischen 6 und 8 m. Der Widerstand gegen Abscheren wurde zu 600 kg/cm² bei doppeltem Querschnitt angenommen.

Die Vernietung der Ringe wurde — entgegen den Bestimmungen der französischen Gesellschaft — nicht konsequent durchgeführt, man hat vielmehr auch von einfacheren Verbindungen Gebrauch gemacht, da ein Abrosten oder Lockern infolge der Betonumhüllung nicht zu befürchten steht.

Die Eisenstäbe wurden von Unreinigkeiten möglichst gesäubert, der Rostüberzug wurde jedoch im ursprünglichen Zustande belassen.

Die senkrechten Standeisen der Beckeneinfassungsmauer wurden nicht in Abständen von 3 zu 3 m — wie es die französische Vorschrift will —, sondern in solchen von 0,5 zu 0,5 m aufgestellt. Es sind 76 ⊏-Eisenständer von 50 × 25 × 7 mm Querschnitt in Abständen von 1,5 m und zwischen diesen 152 ⊏-Eisenständer von 40 × 20 × 5,5 mm

Abmessung montiert worden. Die Vervollständigung der Armierung bildet ein Netz aus Rundeisen von 6 und 8 mm Durchmesser und 8 cm Maschenweite.

Abmessungen der Flacheisenringe.

Ring Nr.	Zugkraft im Ring kg	Querschnitt in mm²	angeordnet Profil mm	angeordnet Querschnitt mm²	Stoßverbindung
1	1 125	75	50,8 × 3,2	152	Drahthaften
2	2 250	150	50,8 × 3,2	152	„
3	3 375	225	50,8 × 6,4	305	„
4	4 500	300	50,8 × 6,4	305	„
5	5 625	375	76,2 × 6,4	460	„
6	6 750	450	76,2 × 6,4	460	„
7	7 875	525	76,2 × 9,5	700	„
8	9 000	600	76,2 × 9,5	700	„
9	10 125	675	76,2 × 9,5	700	„
10	11 250	750	95,2 × 9,5	902	„
11	12 400	825	95,2 × 9,5	902	„
12	13 525	900	95,2 × 9,5	902	„
13	14 650	975	82,5 × 12,7	1012	Nieten
14	15 750	1050	82,5 × 12,7	1187	„
15	16 875	1125	82,5 × 12,7	1187	„
16	18 000	1200	101,6 × 12,7	1250	„
17	19 125	1275	79,4 × 19,1	1520	„
18	20 250	1350	79,4 × 19,1	1520	„
19	21 375	1425	79,4 × 19,1	1520	„
20	22 500	1500	79,4 × 19,1	1520	„
21	23 625	1575	139,7 × 12,7	1750	„

Die innere Einschalung wurde aus 21 mm starken, 5 m langen Brettern, die äußere aus solchen von 25 mm Stärke und 170 mm Breite hergestellt. Die Herstellung der Einschalung erfolgte entsprechend dem Fortschreiten der Betonierung.

Die Betonmischung wurde in Schichten von 20 cm eingestampft. Sie bestand aus 1 R.-T. Zement, 1 R.-T. feinerem und $1^1/_2$ R.-T. gröberem Sande.

Die 36 Säulen im Inneren des Behälters müssen das Gewicht der Decke nebst Überschüttung tragen. Die Übertragung der Last erfolgt durch die über die Pfeiler verlaufende Rippe, auf welcher die Kuppel und die konzentrischen Gewölberinge ruhen.

Unter der Annahme des Gewichtes der Überschüttung zu 1500 kg/m³ und des Gewichtes des Betons zu 2500 kg/m³, diesen zu 10 cm Dicke gerechnet, ergeben sich die Gewichte der Kuppel und der beiden Gewölberinge zu:

$$P_1 = 77\,520 \text{ kg}, \; P_2 = 291\,100 \text{ kg}, \; P_3 = 468\,540 \text{ kg}.$$

Bei einem Durchmesser der Kuppel von 9 m und einer Lichtweite der beiden Gewölberinge von 6,75 und 6,85 m ergibt sich die Belastung auf 1 m des Rundbalkens, der von den 12 inneren Säulen getragen wird, zu:

$$p_1 = \frac{77\,520}{2\pi \times 4{,}5} + \frac{291\,100}{2\pi\,(4{,}5 + 11{,}25)} = 5684 \text{ kg/m}$$

und des zweiten auf 24 Säulen ruhenden Trägers zu:

$$p_2 = \frac{291\,100}{2\pi\,(4,5 + 11,25)} + \frac{468\,540}{2\pi\,(11,25 + 18,10)} = 5483 \text{ kg/m.}$$

Über der Außenwand ist die Last

$$p_3 = \frac{468\,540}{2\pi\,(11,25 + 18,10)} = 2540 \text{ kg/m,}$$

bei einer Stärke von 10 cm verteilt sich diese Last auf 10×100 cm², mithin ist die Druckbeanspruchung 2,54 kg/cm².

Nach dem Vorgang von M. Matrai u. a. sind die Säulen so dimensioniert, daß für die Aufnahme der Last nur der Betonquerschnitt mit 575 cm² in Rechnung gezogen ist. Die Armierung soll nur das Ausbiegen verhindern. Danach wird der Druck bei den 2,35 m voneinander entfernten Säulen des inneren Ringes

$$\sigma_1 = \frac{235 \times 56,84}{575} = 23,2 \text{ kg/cm}^2$$

und bei den Säulen der äußeren Reihe mit 3 m Abstand

$$\sigma_2 = \frac{300 \times 54,83}{575} = 28,6 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Eiseneinlagen der Säulen bestehen aus vier Winkeln $50,8 \times 50,8 \times 6,4$ mm, die mit Zwischenräumen von 3 cm angeordnet und durch Flacheisen unter sich verbunden sind. Um eine gleichmäßige Verteilung der Säulenlast auf den Beton der Behältersohle zu sichern, ist in letzterem unter dem Säulenfuß eine Eisenarmierung aus Rundeisenstäben eingelegt worden. Der Beton bestand aus 1 R.-T. Zement, 1½ R.-T. feinem und 1½ R.-T. grobem Sand. Die armierten Deckentragbalken haben Eiseneinlagen aus 2 Bandeisen erhalten, die symmetrisch zur Trägerachse in einem Abstande von 0,4 m voneinander eingelegt worden sind.

Die Berechnung geschah auf Grund der Formel von Lefort:

$$M_{\max} = R \cdot S \cdot h,$$

worin R die zulässige Inanspruchnahme des Eisens von 1200 kg/cm², S den Querschnitt der Armierung und $h = 0,40$ m die Entfernung der zwei Einlagen bedeutet.

Für die äußeren Balken, bei denen der Säulenabstand 3 m und die Last 5483 kg/m beträgt, ist:

$$M_{\max} = \frac{p\,l^2}{12} = \frac{5483 \times 3 \times 300}{12} = 411\,000 \text{ kgcm}$$

somit nach dieser Auffassung

$$S = \frac{M_{\max}}{R \cdot h} = \frac{411\,000}{1200 \times 40} = 8,56 \text{ cm}^2,$$

die gewählten Flacheisen haben einen Querschnitt von $95,2 \times 12,7$ mm, d. i. 12,06 cm², und sind unter sich durch Eisenbänder von 3×25 mm verbunden.

Zu beiden Seiten der oberen Flacheiseneinlage hat man dann noch 2 Winkeleisen von $76 \times 50 \times 8$ mm eingelegt, die zur unmittelbaren Aufnahme des Gewölbeschubes dienen sollen.

Nach Coignet berechnet, ergibt sich der Horizontalschub[1]) der Mittelkuppel zu 5211 kg/m; denn die auf eine Länge von 28,27 m zu verteilende Gewölbelast ist 77 250 kg, d. h. $p = 2742$ kg/m, somit nach dieser Formel

$$H = \frac{2p \cdot y}{D} = \frac{2 \times 2742 \times (9,7 - 1,12)}{9} = 5211 \text{ kg/m}$$

[1]) Siehe auch Gruppe II, Behälter im Marine-Arsenal zu Toulon.

und wenn $R = 1000 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ kg/mm}^2$:

$$S = \frac{H \cdot D}{2R} = \frac{5211 \times 9000}{2 \times 10} = 2345 \text{ mm}^2.$$

Auf dieselbe Weise ist der Querschnitt des äußeren Ringes zu 79 809 mm² ermittelt worden. Er besteht aus zwei **[**-Eisen von 140 × 60 × 7 mm, einem Flacheisen von 140 × 16 mm und 70 Eisendrähten mit einem Durchmesser von 5 mm.

Nachdem die innere Einschalung fertiggestellt war, wurde das Eisengerippe für die Armierung der Gewölbe montiert. Für die Haupteinlageeisen sind **T**-Eisen von 38,1 × 38,1 × 4,8 mm gewählt worden, und zwar wurden in die Kuppel 37, in den inneren Gewölbering 94 und in den äußeren 152 Stück eingelegt. Quer zu den Haupteinlagen kreuzen, diese in Abständen von 10 cm durchbohrend, Rundeisen von 8 mm Durchmesser, und zwischen den Haupteinlagen sind mit diesen gleichlaufend weitere Rundeisen eingelegt. Die Gewölbestärke ist im Scheitel zu 8 cm, an den Kämpfern zu 10 cm bestimmt worden. Das Mischgut bestand aus 1 R.-T. Zement auf 1 R.-T. Sand.

Nach Entfernung der Einschalung wurde der innere Bau einer weitgehenden Reinigung unterzogen, der Beton etwas aufgespitzt und mit reinem Zementbrei bestrichen. Besondere Sorgfalt wurde der Verbindung des Bodens mit den Umfassungswänden gewidmet, andernfalls Risse infolge wechselnder Belastung und der Temperatureinflüsse unvermeidlich wären.



Abb. 57. Behälterinneres mit Treppenanlage.

Der Glattstrich wurde aus Zementmörtel im Mischungsverhältnis 1 : 1 hergestellt, derselbe ist unten 2,5 cm stark, nach oben bis auf 0,5 cm abnehmend.

Drei Tage nach Fertigstellung des Glattstrichs wurde mit dem allmählichen Füllen des Behälters begonnen, und zwar wurde am ersten Tage bis zu 20 cm Wassertiefe gefüllt und die Wassertiefe täglich erhöht. Bis zur vollständigen Füllung wurden Wände und Gewölbe reichlich begossen.

In einem kleinen turmartigen, vom Wasserbehälter unabhängigen Bau sind die Schieber sämtlicher Leitungen vereinigt. Von diesem Schachtbau aus gelangt man in das Innere des Leitungskanals.

Im Scheitel der konzentrischen Gewölberinge sind eine Anzahl Ventilationsöffnungen angeordnet. In der Kuppelachse ist zum Zwecke der Besteigung usw. eine Plattform von 3 m Durchmesser auf 4 Säulen eingebaut. Von dieser Plattform führen zwei Treppen auf den Behälterboden (Abb. 57).

Die Deckengewölbe sind zum Schutze gegen Temperaturschwankungen mit Humuserde überschüttet worden, wodurch auch die Anlage eines Gartens ermöglicht wurde.

Das Innere des Behälters wurde mit einem zweimaligen Anstrich von hydraulischem Kalk versehen, was dem Zementverputz eine gleichmäßige charakteristische Färbung verlieh.

Im Vertrag mit dem Unternehmer war enthalten, daß bei voller Füllung des Behälters bis zu einem Wasserstand von 5,25 m der Wasserverlust innerhalb 8 Tagen den Wasserspiegel um höchstens 1 cm senke, d. h. der Wasserverlust 0,015 Litern in der Sekunde gleichkomme.

Die unter Berücksichtigung der Verdunstungen angestellten Messungen haben gezeigt, daß sich der Wasserspiegel in drei Tagen um zwei Zehntelmillimeter gesenkt hat, das ist nicht ganz halb soviel, als er sich in 8 Tagen senken darf. Dieses gute Resultat wird mit vollem Rechte der Sorgfalt und Umsicht bei der Ausführung der Bauarbeiten zugeschrieben.

e) Verschiedene Ausführungen.

Behälter der Stadt Dux mit 5000 hl Inhalt, der Stadt Leitmeritz mit 13 000 hl Inhalt; Behälter für 3000 hl Inhalt der Fabrik Kind u. Herglotz in Aussig a. d. E., mit 6000 hl in Urfahr, mit 2000 hl in Settenz, mit 9000 hl Inhalt für die k. und k. Kriegsmarine in Teodo bei Cattaro, ausgeführt von N. Rella u. Neffe-Wien.

Wasserversorgungsanlage für die Stadt Breslau, Sohlenplatte 1 m stark in Eisenbeton, Umfassungs- und Scheidemauern in Stampfbeton, Decken in Eisenbeton, die Filteranlage besitzt Gitterroste aus Eisenbeton; Behälter für das Genesungsheim in Hohenwiese mit 275 m³ Inhalt, Abdeckung Plattenbalken; Behälter für das Bad Flinsberg in Schlesien mit 200 m³ Inhalt, Abdeckung Monierkuppel, ausgeführt von der Firma Gebrüder Huber in Breslau.

Kläranlage für das Knaben-Erziehungs-Institut Annaburg i. Sachsen, für das Kloster Dernbach im Westerwald, für die Garnison Montigny-Metz, für die Provinzial-Heilanstalt Meseritz in Posen, für die Stadt Schweidnitz in Schlesien, für die Lungenheilstätte Hohwald in Sachsen, für die Idiotenanstalt Lübben i. d. Lausitz, für die Stadt Brühl bei Cöln mit eisenarmierten Wänden und Eisenbetondecken, größte Kläranlage Deutschlands, für die Heilstätte Luise Guery-Stiftung der Stadt M.-Gladbach, für die Stadt Rheydt, Bezirk Düsseldorf; ferner Behälter für Wasserversorgungen von 400 m² Inhalt für das Wasserwerk Ems, von 200 m³ Inhalt für Herrn Generaldirektor Zilliken in Roisdorf bei Bonn, von 600 m³ für das Wasserwerk Mehlem am Rhein, von 600 m³ Inhalt für Freifräulein von Wittgenstein, Roisdorf, von 600 m³ Inhalt für die Gemeinde Honnef am Rhein, von 200 m³ Inhalt für die Gemeinde Hönningen am Rhein, von 180 m³ Inhalt für die Gemeinde Birrekoven bei Bonn; eine Enteisenungsanlage für das Wasserwerk der Stadt Wittenberg, ausgeführt von der Firma Hüser u. Co. in Oberkassel, Siegkreis.

Abwässerkläranlage für den Bau- und Sparverein in Wilhelmsburg bei Hamburg; Wasserbehälter in Gotha mit einem Inhalt von 1500 m³, die Wände des letzteren sind aus Stampfbeton, die Ständer und Decke in Eisenbetonkonstruktion ausgeführt; eine wegen ihrer Wasserdichtigkeit bemerkenswerte Arbeit ist das Brausebad Bockenheim, Frankfurt am Main, ausgeführt von der Aktien-Gesellschaft für Hoch- und Tiefbau in Frankfurt a. M.

Behälter des städtischen Gas- und Wasserwerks in Schwäbisch-Hall, für die Dragonerkaserne in Ludwigsburg, für 5600 m³ Nutzinhalt für die Stadtgemeinde Ulm, vier Behälter für die Firma Siegle u. Co in Feuerbach; Wasserbehälter des städtischen Elektrizitätswerks Stöckack, ausgeführt von der Betonbau-Unternehmung H. Rek in Stuttgart.

Wasserbehälter für das Königlich bayerische Bergamt zu St. Ingbert, Klärbehälter für die Kohlenwäsche der Saar- und Moselbergwerke in Beton mit Streckmetalleinlagen, ausgeführt von der Firma Schüchtermann u. Kremer in Dortmund.

Klär- und Filteranlage der Stadt Paschkau, Kläranlage Dillenburg, Klär- und Filteranlage in Perleberg, fünf Behälter für das Kreisbauamt Schwelm, Enteisenungsanlage für Stadthagen, ausgeführt von Fr. Schlüter in Dortmund.

Versenkter Behälter für die Stadt Öderan in Sachsen mit einem Nutzinhalt von 725 m³, für die Gemeinde Niederhaßlau bei Zwickau; Wasserwerk der Firma Louis Hirsch in Gera, Schlammbassin mit 1200 m³ Inhalt, sowie Klärbottiche, ausgeführt von der Sächsischen Zementgesellschaft Alban Vetterlein u. Co., Glauchau.

Behälter des Königlichen Landbauamts Speyer, nach System Monier in Klingemünster, 200 m³ Inhalt; der Gebrüder Vogel, Wiesenthal, nach System Monier, 125 m³ Inhalt; der Gemeinde Siegertshausen, nach System Monier, 50 m³ Inhalt; der Gemeinde Sablon bei Metz, nach System Monier in Halbkugelform, 300 m³ Inhalt; zwei Behälter für Mohr u. Gerber, Heistermühle, nach System Monier, 170 m³ Inhalt; Behälter der Pfälzischen Eisenbahnen, Ludwigshafen, System Monier in Halbkugelform auf Bahnhof Homburg, 100 m³ Inhalt; des Staatsbahningenieurs Kitzingen, Sigelsdorf, nach System Monier, 60 m³ Inhalt; der Stadt Longeville bei Metz, Halb-

kugelform nach System Monier, 300 m³ Inhalt; der Kulturinspektion Darmstadt in Nieder-Ramstadt in Eisenbeton, 150 m³ Inhalt; für Kunz Söhne, Höchstädt am Main, System Monier; der Gemeinde Mondorf, System Monier, 50 m³ Inhalt; der Gemeinde Merzig, Halbkugelform nach System Monier, 120 m³ Inhalt; der Gemeinde Pasing, in Mühlthal in Eisenbeton, 150 m³ Inhalt: des Bürgermeisteramts Colmar-Berg, Halbkugelform nach System Monier, 100 m³ Inhalt; der Gemeinde Queleu, Halbkugelform nach System Monier, 100 m³ Inhalt; der Bauinspektion Rottweil, System Monier, 160 m³ Inhalt; der Vve. Louis de Nayer u. Co., Willebroeck, in Eisenbeton; der Gas- u. Wasserwerke Unna, in Eisenbeton, 160 m³ Inhalt; der Freiherrlich von Gravenreuthschen Güterinspektion Affing, in Eisenbeton 50 m³ Inhalt; der Compagnie Intercommunale des Eaux, Bruxelles, Tervueren, in Eisenbeton, 4000 m³ Inhalt; der Gemeinde Höchstädt, in Eisenbeton, 200 m³ Inhalt; in Stegenach mit 600 m³ Nutzinhalt; in Wolfsberg mit 1600 m³ Nutzinhalt, ausgeführt von der Firma Wayss u. Freytag, A.-G.



Abb. 58. Regenwasserzisterne in Holland.

Der Behälter von 800 m³ Inhalt für das Wasserwerk Meuselwitz, S.-A., wurde wegen Unsicherheit des Baugrundes in armiertem Beton hergestellt; Wasserreinigungsanlage der Leipziger Baumwollspinnerei Leipzig-Lindenau, Ölabscheidung und freistehender Reinwasserbetonbehälter von 700 m³ Inhalt mit Möllerdecke, der Aufbau aus Monierwänden mit Monierwölbdach, für das anschließende Zellen- und Brausebad wurden die Umfassungs- und Scheidewände, sowie das Dach ebenfalls in Monier hergestellt, ausgeführt vom Zementbaugeschäft Rud. Wolle in Leipzig.

Für militärische Zwecke wurden nach System Hennebique zwei Behälter von 21,7 m, Länge, 10 m Breite und 2,65 m Höhe hergestellt. Die mit einer Erdschüttung belastete Decke wird von Säulen 20/20 cm getragen, die in Abständen von 5 m angeordnet sind. Nach demselben System wurden ferner ausgeführt: Zylindrische Zisternen von 2,25 m Durchmesser und 1 bis 2,20 m Höhe für die Compagnie de l'Ouest; das Filterbecken für die Stadt Blois wurde in gleicher Weise wie der Behälter in Llanes (Spanien) ausgeführt; Zisternen für die Chemins de fer de l'Ouest; Behälter von 1125 m³ in Hanes (Spanien) von Ingenieur Ribera; Behälter in Pouques les Eaux (Nivre) für 1500 m³; vier Filterbecken in Blankenberge von 1200 m³ Inhalt; Zisterne mit 40 m³ Inhalt in Busenwall; drei Behälter zu 120 m³ Inhalt in Vallorbes (Schweiz), die halb in die Erde versenkt angeordnet und deren Wände an der Sohle 12 cm und nächst des Anlaufs des Kuppelgewölbes 8 cm stark sind; Pumpenstation in Ekaterinoslaw im Dniepr erbaut, charakterisiert sich durch einen doppelten Boden und eine Umhüllung der Seitenwände in Eisenbeton und ruht auf Eisenbetonpiloten; Behälter in Llanes (Spanien), der Inhalt desselben beträgt 1125 m³ bei einer Wassertiefe von 5 m, die Wände sind mit Vertikaleisen armiert, die für eine Belastung von 800 kg/m² konstruierte Decke wird von Säulen getragen, die 3,7 m voneinander entfernt stehen; Behälter für die Stadt Rambouillet mit 500 m³ Inhalt.



Abb. 59. Springbrunnenbecken.

Behälter in Locle, nach System Vallière ausgeführt. Die Anlage besteht aus zwei gekuppelten zylindrischen Behältern mit einem Gesamtinhalt von 1000 m^3. Die 14 bis 20 cm starken Seitenwände sind nächst der Sohle mit 20 mm, an ihrem oberen Ende mit 8 mm Rurdeisen armiert. Behälter in Cubly, in gleicher Anordnung wie vorstehende Anlage für einen Gesamtinhalt von 2000 m^3.

Behälter für die Gemeinde Puiseux-les-Louvres (System Bonna). Der Fassungsraum dieses Behälters beträgt 250 m^3. Die Armierung besteht aus 20 Stück Stehern aus **[**-Eisen, zwischen welchen Rundeisen von 8 mm ein Netz bilden. Die vertikalen Stäbe greifen in ihren unteren Abbiegungen weit in die Sohle ein. Der Bordrand ist zur Aufnahme des Horizontalschubes der Kuppel mit einem aus **I**-Eisen gebildeten Ring armiert.

Behälter für die Fabrik der Firma Saint frères, 7000 m^3 (System Demay). Derselbe ist ein zylindrischer Behälter von 50 m Durchmesser und einer mittleren Wasserhöhe von 4 m. Sein Fassungsraum beträgt 7000 m^3. Die an der Basis 18 cm starken Seitenwände sind mit Flacheisen, die Sohlenplatte mit Rundeisen armiert. Behälter für die Firma Vve. Pommery u. Cie in Reims, 1000 m^3 (System wie vorstehend). Der Behälter rechteckigen Grundrisses ist durch eine Scheidewand geteilt. Die Seitenwände sind durch Rippen verstärkt. Die von 25/25 cm Pfeilern getragene Rippendecke ist mit einer 0,75 m Erdschicht bedeckt.

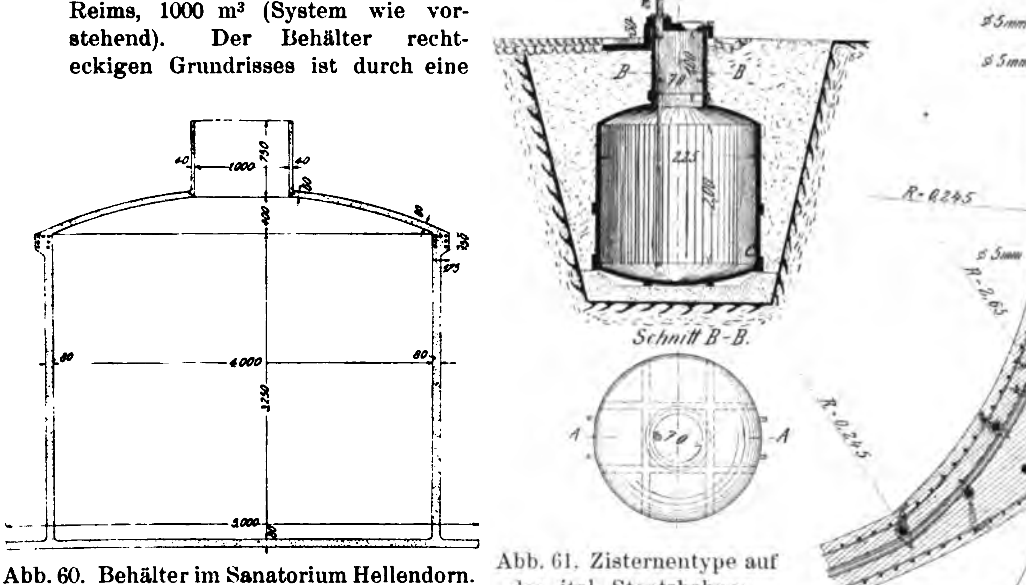


Abb. 60. Behälter im Sanatorium Hellendorn.

Abb. 61. Zisternentype auf den ital. Staatsbahnen.

Zwei Zisternen mit einem Inhalt von je 90 m^3 und einer Grunddeckung zur Höhe von 7 m, wurden in der Nähe von Haarlem im Herbst 1898 für das Kriegsministerium ausgeführt; Behälter mit einem Inhalt von 195 m^3 (9,5 × 2,75) und Filter von 20 × 7 × 3 m im August 1899 in Bloemendaal für die Eerste Nederlandsche Electriciteit Maatschappij in Amsterdam, der Filter ist derartig konstruiert, daß ein Umkippen der Seitenwände unmöglich ist; Zisterne (Abb. 58) von 20 × 5 × 1,5 m für die Firma G. J. van Houten u. Zoon, Kakaofabrikanten in Weesp, hergestellt im September 1900; Springbrunnenbecken (Abb. 59); Behälter mit 40 m^3 Inhalt für das Sanatorium in Hellendorn (Abb. 60), ausgeführt von der Amsterdamschen Fabriek van Cement-Ijzer-Werken.

Behälter der Gemeinden Oberriet und Chiasso und der Stadt Brig mit 200 bis 600 m^3 Inhalt, ausgeführt von der Firma Locher u. Co. in Zürich.

Erwähnt sei noch eine Ausführung nach System Unciti, und zwar der Behälter für die Société espagnole de Constructions métalliques in Madrid.

Abb. 61 zeigt die auf Bahnwagen versendbare Zisternentype mit 10 m^3 Inhalt zur Wasserversorgung der Bahnhofsgebäude und Wächterhäuser auf einzelnen Linien der Königl. ital. Staatsbahnen.

B. Bade- und Waschanstalten.

Das Volksbad in Colmar i. Els.[1])

Bei den in letzter Zeit sich mehrenden Ausführungen von städtischen Volks- und Schwimmbädern kommt der Eisenbeton in immer ausgedehnterem Maße zur Anwendung, und zwar sowohl bei der Herstellung der großen Bassins, als auch der Decken und Dächer. Ökonomische, namentlich aber konstruktive Vorteile führen dazu, den Eisenbeton für diese Anlagen jedem anderen Material vorzuziehen.

Abb. 62. Einblick in das Volksbad in Colmar.

Früher wurden die großen Behälter solcher Schwimmanstalten regelmäßig in Stampfbeton ausgeführt; das Dichten derselben bereitete aber stets die größten Schwierigkeiten und war nur unter Anwendung von verschiedenen Verkleidungen und Ausfütterungen möglich. Rißbildungen infolge Temperaturschwankungen und infolge der Zusammenziehung des Betons waren bei diesen großen Betonmassen und ausgedehnten Flächen kaum zu vermeiden.

Die Behälter in Eisenbeton werden dagegen möglichst dünnwandig, aber mit stark aufgeteilter Eiseneinlage hergestellt, dadurch ist schon die Gefahr des Eintretens von Schwindrissen bedeutend vermindert. Sodann wird den Behältern auch die Möglichkeit gegeben, Temperaturbewegungen ungehindert auszuführen; zu dem Zwecke werden die Bassins nur an einem Ende direkt auf den gewachsenen Boden gestellt, während der ganze übrige Teil auf schlanke Säulen zu stehen kommt, welche unter der Wirkung der Ausdehnung der Bassinwände etwas pendeln können. Um diese Pendelbewegung zu ermöglichen, wird das Bassin ferner nur an der einen Seite mit dem umgebenden oberen Boden fest verbunden, während an den drei übrigen Seiten zwischen Decke und Bassin eine Bewegungsfuge gelassen wird. Bei derart in Eisenbeton hergestellten Becken genügt zur Erzielung der völligen Wasserundurchlässigkeit ein wasserdichter Putz.

Nach diesen Grundsätzen war bereits im Jahre 1899 das städtische Schwimmbad in Gebweiler[2]) (Abb. 62 u. 63) und 1901/02 dasjenige in Markirch von der Firma Ed. Züblin mit dem besten Erfolge hergestellt worden.

---

[1]) Beton u. Eisen 1906, Heft I.
[2]) Beton-Kalender 1907. S. 391.

Die notwendige Isolation der verschiedenen Abteilungen einer solchen Badanlage erheischt ferner auch eine weitgehende Anwendung von Hohldecken bezw. Hohlwänden, zu deren Herstellung sich ebenfalls der Eisenbeton sowohl in konstruktiver, als in hygienischer Hinsicht am besten eignet.

Die gleichen Erwägungen führen auch dazu, das Dach als Doppeldach in Eisenbeton auszuführen. Für den Architekten kommt zu diesen konstruktiven Vorteilen noch hinzu, daß die für eine solche Anlage sich ergebenden mannigfaltigen architektonischen Formen sich in keinem anderen Material so leicht herstellen lassen wie in Eisenbeton, daß also seiner Gestaltungskraft keinerlei Schranken gesetzt sind.

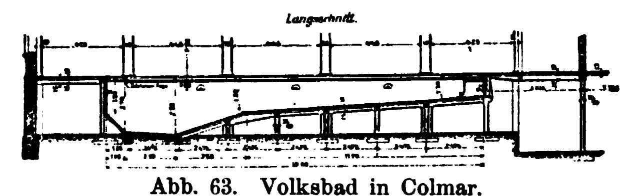


Abb. 63. Volksbad in Colmar.

Alle diese erwähnten Vorteile bestimmten die Stadtverwaltung von Colmar, dem Eisenbeton den Vorzug zu geben. Die Arbeiten wurden von der früher genannten Firma im Herbst 1904 begonnen; nach einer kurzen Winterpause wurden diese im Frühjahr 1905 fortgesetzt und Ende August fertiggestellt.

Das „Bad Unterlinden" in Colmar wurde vorläufig nur mit einem Schwimmbecken ausgeführt, doch ist eine spätere Erweiterung und der Bau eines zweiten Beckens vorgesehen.

Die ganze Anordnung ist im Grundriß so getroffen, daß sich die Eingangshalle in der Mitte und links davon das bestehende Schwimmbecken befindet, während der Platz rechts für die Erweiterung bestimmt ist. In dem Mittelbau hinter der Eingangshalle sind die Medizinalbäder und die Ruheräume untergebracht, während das Kesselhaus rückwärts angebaut ist.

Im Keller befinden sich im Mittelbau die Wäscherei, der Bügelraum, Heizkammern, Brause- und Wannenbäder für Frauen, sowie Warteräume; im Flügelbau: der Unterbau für das Becken, der Apparateraum, die Werkstatt und endlich Brausebäder und Fußwaschbecken für Männer.

Das Schwimmbecken, welches eine Größe von rund 10 × 20 m und eine größte Wassertiefe von 2,8 m aufweist, wurde in der früher beschriebenen Weise hergestellt; dasselbe ruht nur an der tiefsten Stelle, gegen die Hauptfassade zu, auf dem gewachsenen Boden und ist auch nur dort mit dem ringsum laufenden Fußboden verbunden, während an den anderen Seiten eine Ausdehnungsfuge von etwa 3 cm gelassen wurde. Das Becken wurde innen mit einem wasserdichten Zementputz 1 : 1 von etwa 1 cm Stärke belegt und schon etwa 14 Tage nach der Fertigstellung gefüllt, wobei es sich als absolut dicht erwies. Später wurde noch ein blauer Plattenbelag angebracht, um dem Wasser eine schöne Färbung zu geben.

Bei dieser Anlage wurden in Eisenbeton ausgeführt: der Becken-Unterbau, die Heizluftkanäle, sämtliche Decken, die Treppen, außerdem Badewannen und Fußwaschbecken. Die Kosten aller dieser Konstruktionen haben etwa 65 000 Mark betragen.

Nach denselben Konstruktionsprinzipien gelangt das Schwimmbad in Straßburg zur Ausführung, welche Arbeit derselben Firma übertragen wurde.

Das Undosa-Wellenbad in Starnberg.[1]

Ein wegen der schwierigen Gründungsarbeiten im leicht beweglichen Schlamm des Seebodens beachtenswertes Bauwerk. Die Umfassungswände gliedern sich in Pfeiler,

[1]) Beton u. Eisen 1906, Hefte X, XI.

welche auf je 4 Stück 12 bis 15 m langen Piloten aufruhen und etwa 50 cm über dem Seeboden emporragen. Über diese wurden Holzkästen gestülpt und soweit als möglich in den Schlamm eingetrieben, was bei der Ausführung auf ungemeine Schwierigkeiten stieß. In diese Kästen wurde ein etwa 1 m starker Betonboden mittels Trichter eingebracht, nach dessen Erhärtung die Holzkästen ausgepumpt werden konnten. Nach erfolgter Trockenlegung wurde der Betonboden von allen losen, beim Einbringen ausgeschwemmten Betonteilen und von Schlamm gereinigt, die Pfahlköpfe bloßgelegt und mit einem Eisenaufsatz versehen. Nun wurde mit möglichster Beschleunigung der wesentliche Betonkörper mit seinen Eiseneinlagen eingebracht. Das Mischungsverhältnis schwankte je nach dem kleineren oder größeren Wasserzudrang zwischen 1 : 12 und 1 : 3, es wurde trocken oder halbfeucht eingestampft. Nach 3 bis 4 Tagen wurden die Holzkästen entfernt.

Zwischen diesen Pfeilern wurden Eisenbetonwände zwischen zwei Spundwänden herausbetoniert. Vorher wurden Fundamentpfähle von 8 bis 10 m Länge geschlagen. Die Armierung wurde beim Einbringen an den Spundwänden befestigt. Der Verband mit den Pfeilern war durch Falze bewirkt worden. Das Mischungsverhältnis des Betons betrug hier 1 : 5.

Der Boden des Behälters wurde auf folgende Weise hergestellt. Man fertigte ein Floß mit Bretterbelag an, welches im Bassin über dem herzustellenden Bodenteil von 600 m² schwamm. Auf dieses Floß wurde die 12 cm starke Eisenbetonplatte (1 : 8) — mit 14 mm-Rundeisen bei 40 cm Maschenweite armiert — aufgebracht. Hierbei war das Floß mittels Drähte an Sprengböcken angehängt. Nach Fertigstellung der Platte wurde das Floß nach Durchschneiden der Drähte an Tauen in die Tiefe gelassen, wo es sich mit seinen hölzernen Längsunterzügen auf die Köpfe der — von der früheren Ausführung in Holz vorhandenen — Pfähle setzte. Da nächst den Umfassungswänden diese Piloten fehlten, wurde der Floßrand mittels — vor der Versenkung angebrachter — Flacheisenbänder angehängt. Die Arbeiten wurden von der Firma Kaufmann u. Schellenberger durchgeführt.

Thermalwasserbehälter in Wiesbaden.[1])

Der Behälter, dessen Ausführung nachstehend beschrieben wird, ist für das Hotel und Badhaus „Zum schwarzen Bock“ in Wiesbaden von der Firma Meeß u. Nees, A.-G. für Beton- und Eisenbetonbauten in Karlsruhe, Betriebsabteilung Wiesbaden, in Eisenbeton entworfen und ausgeführt.

Die Aufgabe dieses Behälters, der eine Grundrißfläche von 14,94 m zu 6,24 m bedeckt, besteht in der Kühlung des in einer Temperatur von 58 ° C. den Quellen entströmenden Wassers auf die zu den Thermalbädern erforderliche Temperatur von 30 ° C. und dessen Aufspeicherung bis zum Gebrauch. Zu diesem Zwecke wurde der Behälter in vier übereinander liegende Einzelbecken *A*, *B* und *C* (s. Abb. 64), die der Länge des Bauwerkes nach durchgehen, geteilt. Das Thermalwasser wird durch eine Dreiplungerpumpe angesaugt und in den Mittelbehälter *B* gefördert. Durch drei, je 1 m lange Kupferrohre, die siebartig mit Löchern versehen sind, stürzt das Wasser in den Unterbehälter *A*. Der Kühlprozeß wird durch einen Schraubenventilator, der eine Luftmenge von 3 m³/Sek. im Gegenstrom über die 180 m² große Wasserfläche führt, unterstützt. Vom Unterbehälter wird das gekühlte Wasser in die oberen Seitenbehälter *C* gefördert, von wo es Verteilungsrohre zum Gebrauch den Bädern zuführen.

Die 30 cm starke Stampfbetonsohle des Unterbehälters liegt 3,20 m unter Hof-

[1]) Deutsche Bauzeitung 1906, Mitteilungen über Zement, Beton und Eisenbetonbau Nr. 22, beschrieben von Ing. M. Vais.

kante und 80 cm unter dem normalen Grundwasserstand. Die Platte ist so ausgebildet, daß sie dem von unten wirkenden Wasserdruck durch ihre Biegungsfestigkeit widersteht. Als Unterlage dient eine 10 cm starke Perlkiesschicht. Zur Erzielung der Wasserdichtigkeit wurde auf der Sohlenoberfläche ein 2,5 cm starker Portlandzement Glattstrich in Mischung 1 : $1^1/_2$ aufgebracht.

Die tragende Konstruktion des Behälters besteht aus einem System von 15 Eisenbetonpfeilern, welche

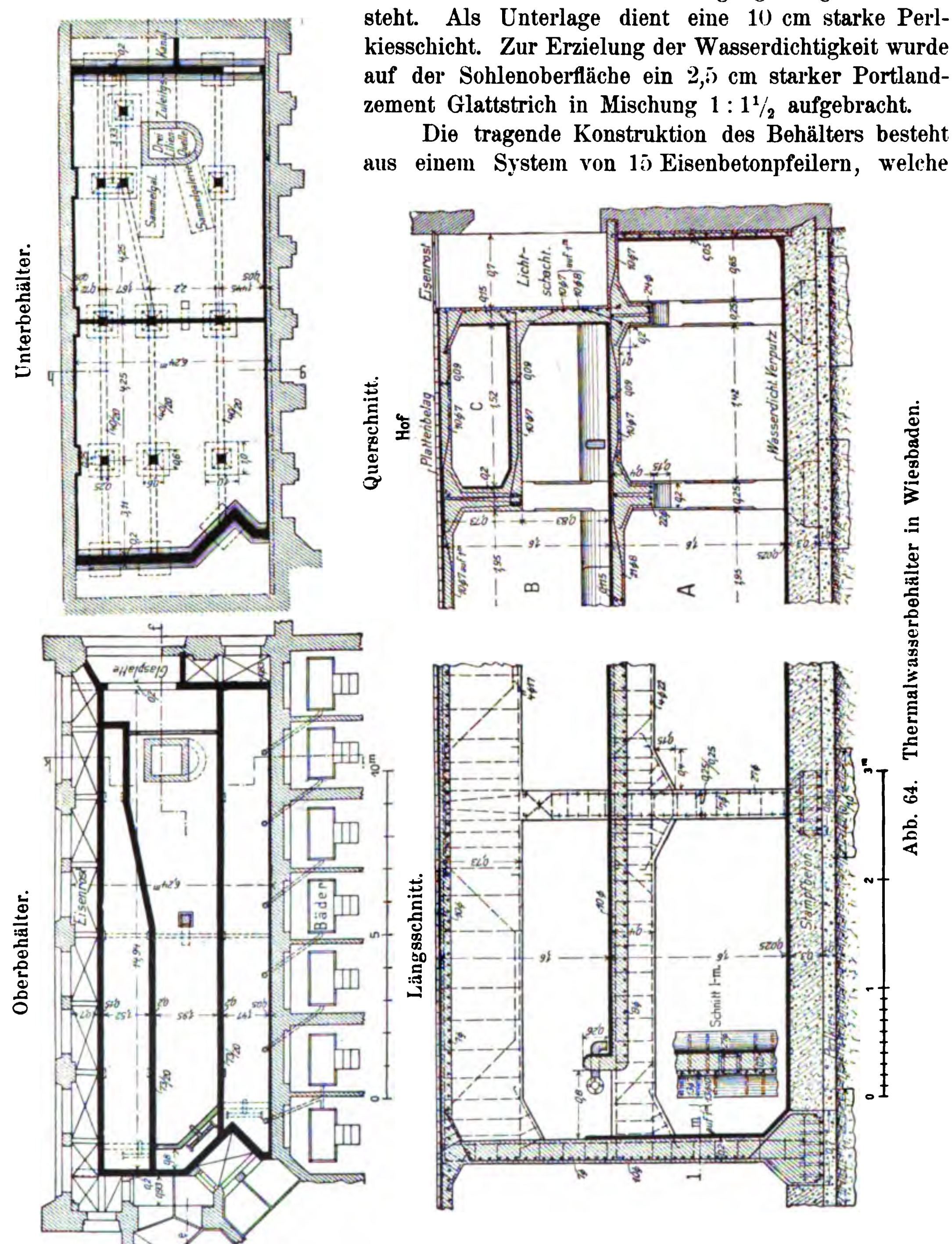


Abb. 64. Thermalwasserbehälter in Wiesbaden.

in drei Reihen zu je fünf Stück angeordnet sind und durch die Träger und Decken gegenseitig verspannt werden. Die Stirnpfeiler haben einen Querschnitt von 20/20 cm, alle übrigen einen solchen von 25/25 cm. Die Eiseneinlage besteht aus 4 Rundeisen

von 27 mm Durchmesser, welche in den 60/60 cm breiten Säulenfuß hineingeführt sind. Als Säulenfundamente dienen Stampfbetonklötze von 1 m auf 1 m im Querschnitt, die bis auf den tragenden Boden heruntergehen. Die unregelmäßige Stellung der mittleren Säulenreihe wurde durch die (im Grundriß punktierten) Sammelgalerien der Dreililienquelle, die nicht in Mitleidenschaft gezogen werden durften, bedingt.

Wie schon erwähnt, laufen über den Säulen in der Längsrichtung Eisenbetonträger mit einem Querschnitt von 20/40 cm durch, die sowohl die Decke, als die zurückgesetzte Seitenwand des Mittelbehälters aufzunehmen haben. Die Armierung der Träger besteht aus 4 Eisen von 22 bezw. 24 mm Durchmesser, die der Decke aus 11 Stäben von 8 mm Durchmesser auf 1 m Länge für das mittlere, 11,5 cm starke Feld, 10 Stäben von 7 mm auf 1 m Länge für die 9 cm starken Seitenfelder. Sowohl die Träger als die Decke sind als kontinuierlich berechnet und ausgeführt.

Auf der Verlängerung der Säulen liegt in 83 cm Höhe über Oberkante der mittleren Decke eine zweite Reihe von Längsträgern, die einerseits als Auflager der Hofdecke, anderseits als Seitenwände der oberen Behälter *C* dienen und infolgedessen auf zusammengesetzte Biegungsfestigkeit berechnet werden mußten. Der Querschnitt der Träger beträgt 20/73 cm, die Eiseneinlage besteht aus je 4 Stäben von 17 mm Durchmesser.

Die Hofdecke, auf welcher ein Plattenbelag ruht, ist für eine Nutzlast von 500 kg/m^2, jedoch mit Rücksicht auf Erschütterungen erhöht um 50 vH. berechnet. Die Stärke dieser Decke beträgt 9 cm, die Eiseneinlage besteht aus 10 Stäben von 7 mm Durchmesser auf 1 m Länge.

Die Decke, die den Boden der Seitenbecken *C* bildet, ist eine 9 cm starke Eisenbetonplatte, deren Armierung, 10 Stäbe von 7 mm Durchmesser auf 1 m, an der Eiseneinlage der Träger aufgehängt ist.

Die 15 cm starken Eisenbetonwände wurden als lotrechtstehende Platten, die in den Verbindungspunkten mit den wagerechten Decken eingespannt sind, berechnet. Die Eiseneinlage besteht aus einem Doppelgeflecht von je 10 Stäben zu 7, und 10 Stäben zu 8 mm Durchmesser auf 1 m Länge in wagerechter und senkrechter Richtung. Die Stirnwände sind infolge ihrer innigen Verbindung mit der Sohle als eingespannt berechnet. Die Stärke beträgt 20 cm, die Armierung ist aus 13 Stäben von 10 mm Durchmesser in senkrechter und 13 Stäben von 7 mm Durchmesser für 1 m Länge in wagerechter Richtung gebildet.

Um die Oberfläche des Behälters nach dem Kühlbedarf verringern zu können, sowie um es zu ermöglichen, den einen Teil des Beckens zu entleeren und zu reinigen, während der andere im Betriebe bleibt, ist der Unterbehälter durch eine Mittelwand in zwei gleiche Teile getrennt. Die Trennungswand ist eine auf einseitigen Wasserdruck berechnete, 10 cm starke, armierte Betonplatte. Sie besitzt an der Sohle des Behälters eine Öffnung, die durch einen von außen zu bedienenden Schieber geschlossen ist.

Dort, wo die Umfassungsmauern der benachbarten Gebäude die Begrenzung des Behälters bilden, wurden diese mit einer 5 cm starken Eisenbetonplatte verkleidet. Sämtliche inneren Wandflächen wurden mit einem wasserdichten Verputz in Mischung 1 : 2 versehen.

Wand- und Sohlendichtung des Bade-Bassins in der k. u. k. Theresianischen Militär-Akademie in Wiener Neustadt.

In bemerkenswerter Weise wurde die Wand- und Sohlendichtung des Winter-Badebassins für die genannte Anstalt von G. A. Wayss u. Cie., Wien, projektiert. Wände und Sohle des in Abb. 65, 66 u. 67 dargestellten Bassins zeigen einzelne

Abschnitte von etwa 4/4 m Größe, die durch Unterlagsbeton gedeckten Stoßfugen sollten mit Asphalt ausgegossen werden. Die Seitenwände sind 8 cm stark und mit einem gekreuzten Netz von Rundeisen armiert. Die Sohle ist 15 bis 18 cm stark in Stampfbeton und ruht

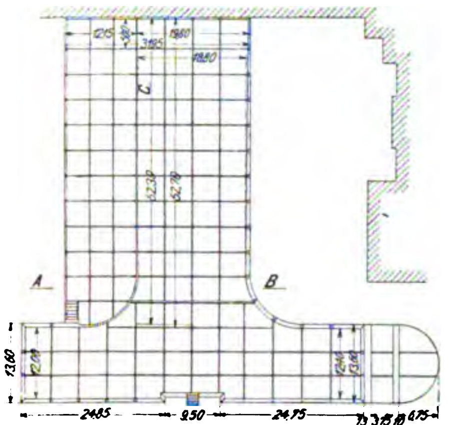


Abb. 65. Grundriß.

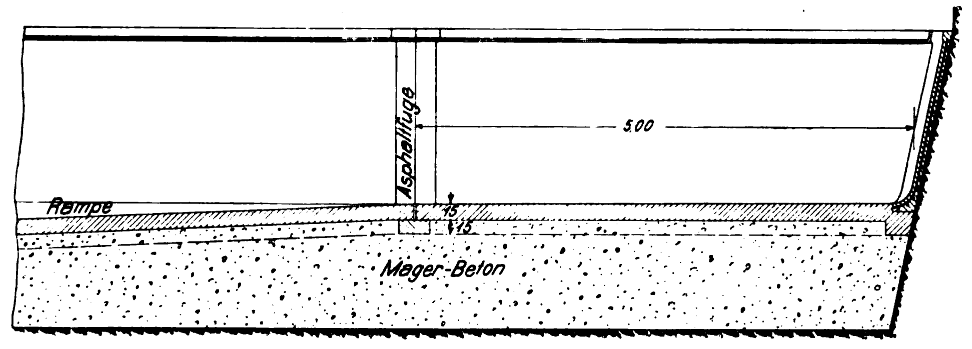


Abb. 66. Querschnitt *AB*.

Badebassin in Wiener-Neustadt.

Abb. 67. Längenschnitt *CD*.




Abb. 68. Badeanstalt in Stockholm.

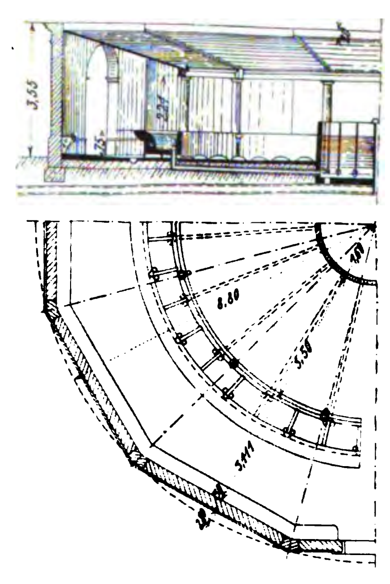


Abb. 69. Öffentliche Waschanstalt in Gy.

auf einem Bett von Magerbeton. Die Fugen der Sohle greifen entweder ganz oder bis etwa zwei Drittel der Sohlenstärke durch und werden nachträglich mit Asphalt ausgegossen.

Schwimmbassins. Ein Schwimmbassin und mehrere Badewannen für die Stadt Rheydt, ein Schwimmbassin für die Stadt Dülken, ein Schwimmbassin mit eisenarmierten Wänden, sämtliche Eisenbetonkonstruktionen, darunter das große Tonnengewölbe über der Schwimmhalle für die Stadt Lüdenscheid, zwei Schwimmbassins mit eisenarmierten Wänden für die Stadt Bonn, ausgeführt von der Firma Hüser u. Co. in Oberkassel, Siegkreis.

Städtische Badeanstalt in Gelsenkirchen, Westfalen, zwei Schwimmhallen, die Decken und Behälter in Eisenbeton, ausgeführt von Franz Schlüter in Dortmund.

Nach System Hennebique wurden ausgeführt: Ein Schwimmbassin in Perpignan ferner in Stockholm (Abb. 68); die öffentliche Waschanstalt in Fougères, welche vom Departement erbaut wurde; öffentliche Waschanstalt in Gy (Haute Saône) (Abb. 69); städtische Schwimmschule in Brüssel; Schwimmbassin für die Maatschappij tot exploitatie van bad- en zweminrichtingen in Amsterdam, ausgeführt im März 1896, Länge 27 m, Breite 13 m, Tiefe 1,25 bis 3,25 m. Die Wände des Bassins stehen frei und trennen den Behälter von den Kesselräumen, ausgeführt von der Amsterdamsche Fabriek van Cement-Ijzer Werken.

C. Gas-, Teer- und Ammoniakbehälter.

Ein Gassammelbehälter für die Stadt Wernigerode.[1])

Die Sohle des Beckens erhielt eine Stärke von 70 cm und einen doppelten Rost aus Rundeisen von 20 mm Durchmesser und 50 cm Maschenweite (Abb. 70). Da im voraus nicht übersehen werden kann, in welchem Umfange die Bodensenkungen auftreten werden, lassen sich auch die Durchbiegung und Spannungen der Platte nicht berechnen. Über die Wahl der Stärke und der Zahl der einzulegenden Eisen kann in solchen Fällen nur das praktische Gefühl entscheiden. Um eine möglichst in allen Teilen biegungsfeste Platte zu erhalten, wurde diese derartig ausgebildet, daß sie sowohl in den oberen, als auch unteren Zonen Zugspannungen aufzunehmen imstande ist, also mit einem doppelten Rost versehen.

Querschnitt.

Grundriß.

Abb. 70. Gasbehälter in Wernigerode.

Die Dimensionierung der Eisenstäbe für die Wand erfolgte derart, daß das Eisen allein die gesamten Zugspannungen aufnimmt und der Beton nur den umhüllenden, wasserabschließenden Mantel bildet. Die Eiseneinlage besteht aus horizontal eingebetteten, 20 mm starken inneren und äußeren Rundeisenringen, die in von unten nach oben — proportional der Abnahme des Wasserdrucks — wachsenden Abständen verlegt sind. Die aufrechtstehenden Verteilungseisen von 15 mm Stärke haben einen Abstand von 1 m voneinander.

Die Wandstärke wurde aus praktischen Gründen zu 60 cm bemessen, um

[1]) Beton u. Eisen 1905, Heft XI.

noch zwischen der Schalung ein bequemes Arbeiten zu ermöglichen. Ein schmalerer Zwischenraum hätte das Einlegen und Flechten der Ringe, sowie die Betonarbeiten erschwert. Für den Beton wurden verwandt: reiner scharfer Grubensand und Granitschotter von den Granitwerken Steinerne Renne A. G., Hasserode. Den Zement lieferte die Hannoversche Portlandzementfabrik vormals Kuhlemann u. Meyerstein in Misburg bei Hannover. Für die Eiseneinlage wurde bestes Flußeisen gewählt.

Für den Beton der Sohle kam ein Mischungsverhältnis von 1 Raumteil Portlandzement zu 5 Raumteilen Grubensand und 7 Raumteilen Granitschotter, und für den Beton der Wand ein solches von 1 : 4 : 6 zur Anwendung.

Nachdem der Behälter bereits seit etwa $^3/_4$ Jahr im Betriebe ist, sich von Anfang an als vollkommen wasserdicht erwiesen und bis heute in jeder Beziehung bewährt hat, dürfte der Beweis erbracht sein, daß die massive Bauweise auch bei ungünstigen Bodenverhältnissen anwendbar bleibt und nicht die Ausführung in Eisen der einzige Ausweg ist.

Außer der Standfestigkeit wird von den Gassammelbehältern vollkommene Wasserdichtigkeit gefordert. Da sie aber als oben offene Behältnisse den Einflüssen schwankender Temperaturen, am Rande der Sonnenwärme und im Erdreich der kühleren Boden- und Wasserwärme ausgesetzt sind, erleidet der Wandbeton ungleiche Dehnungen und Verkürzungen. Zudem müssen die einzelnen Teile der Wand oftmals unter wechselnden Witterungsverhältnissen aufgeführt werden, so daß sie ungleiche Feuchtigkeitsmengen erhalten und verschieden fest werden.

Solche widrige Umstände macht die Eisenbetonbauweise, bis zu gewissen Grenzen wenigstens, unschädlich, da in erster Linie die Eisenstäbe als integrierender Faktor berufen sind, den Behälter standfest zu machen, während dem Beton nur eine sekundäre Rolle zufällt.

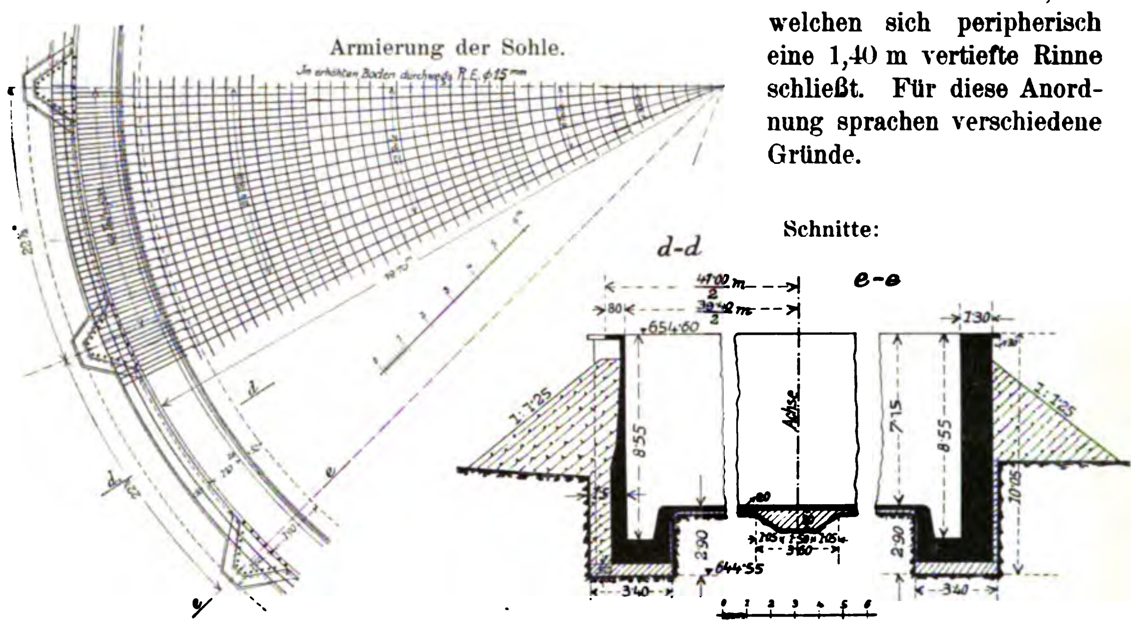
Die Zweckmäßigkeit eines Baumaterials oder einer Bauweise wird nun nicht allein durch die Vorzüge in statischer Beziehung, sondern auch durch die Herstellungskosten bestimmt. Es wird daher zu untersuchen sein, ob die Eisenbetonbauweise auch für Gasbehälter ökonomisch bleibt. Für die Beantwortung der Frage, ob der Eisenbeton in dieser Hinsicht auch bei diesen Bauwerken mit dem Stampfbeton in Wettbewerb treten kann, wurde vorher ein Kostenvergleich zwischen beiden Bauweisen aufgestellt, welcher zugunsten des Eisenbetons entschied. Derselbe ist von Mölders u. Cie. in Hildesheim ausgeführt worden.

Gasbehälterbecken der Stadt St. Gallen.

Auf einem allseitig durch Straßen begrenzten, engen, dabei abschüssigen Bauplatze im Schellenacker hatte die Stadt St. Gallen zwei Behälter für Gasometer zu bauen. Ein Projekt in gewöhnlichem Stampfbeton war von der Bauverwaltung ausgearbeitet und zur Vergebung ausgeschrieben worden, wobei auch gestattet war, daß Projekte und Angebote für Eisenbeton vorgelegt werden konnten. Die Bauverwaltung entschloß sich zur Ausführung in Eisenbeton nach dem Projekte der Firma Maillart u. Cie, Zürich. Für diese Bauweise sprach insbesondere der Umstand, daß der Baugrund, aus Lehm und Sandschichten bestehend, unverläßlich war, so daß ein Stampfbetonbehälter Gefahr laufen würde, rissig zu werden.

Die bedeutenden Abmessungen der beiden gleichartigen Behälter sind aus den Plänen Abb. 71 ersichtlich: lichter Durchmesser 39,4 m, Tiefe im Mittelteil 7,15 m,

im Absatz 8,55 m. Abgesehen von der Größe ist insbesondere die Querschnittsform bemerkenswert. Der Boden besteht aus einem mittleren erhöhten Teil, an welchen sich peripherisch eine 1,40 m vertiefte Rinne schließt. Für diese Anordnung sprachen verschiedene Gründe.



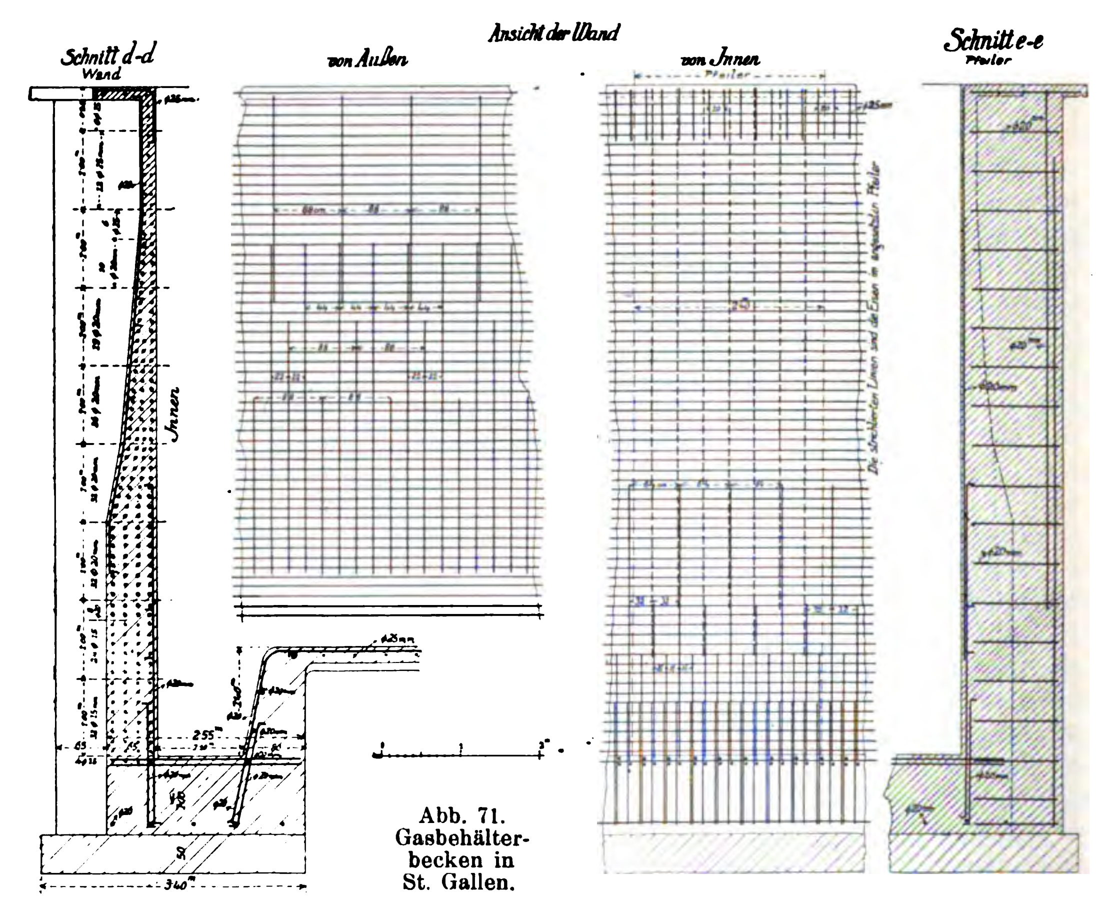


Abb. 71. Gasbehälterbecken in St. Gallen.

Ein ebener Boden setzt dem Bestreben der Außenwände, sich auszudehnen, starren Widerstand entgegen, so daß Risse entstehen würden, wenn der ganze Boden nicht sehr stark armiert wäre. In dieser Beziehung wirkt die Abstufung günstig; die Rinne besitzt einige Elastizität, ferner wird auch die unten wirkende radiale Zugkraft zum größten Teile durch den in entgegengesetzter Richtung wirkenden Wasserdruck gegen die 1,4 m hohe Abstufung der Sohle aufgehoben. Der innere, hochgelegene Teil des Behälterbodens ist dann keinen nennenswerten Spannungen mehr ausgesetzt. Ein weiterer Grund zur Anordnung der Erhöhung lag ferner darin, daß das im Kern verbleibende Erdreich zur Umschüttung des Behälters nicht mehr benötigt wurde und weit abgeführt hätte werden müssen. Da es übrigens bei einem Gasbehälterbecken nicht auf die Wassermenge, sondern nur auf den Umfang und die Tiefe am Rande ankommt, so stand dieser erhöhten Anordnung des Mittelbodens nichts entgegen; die Mittelsohle wurde deshalb nur so weit ins Gelände vertieft, daß alle seine Teile auf gewachsenen Boden zu stehen kamen.

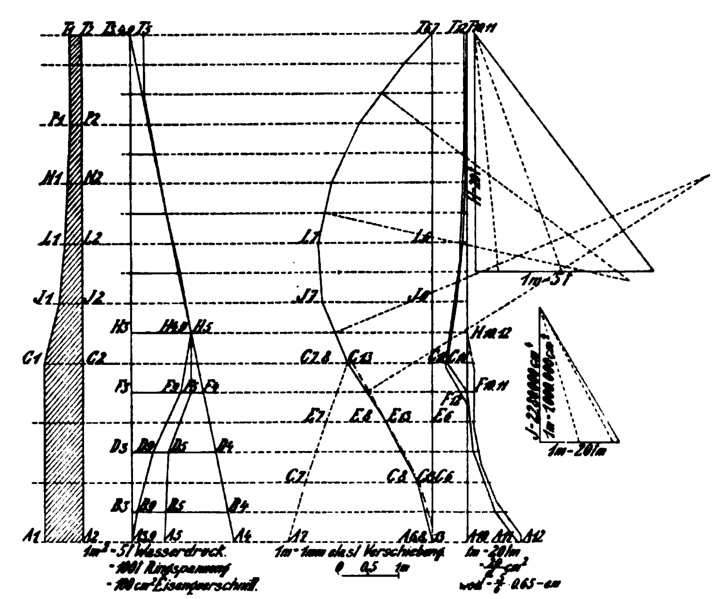


Abb. 72. Statische Ermittlung.

Die statische Berechnung der Behälterwandungen erfolgte lediglich für inneren Wasserdruck, da die Ständer der Glocke auf besondere Verstärkungspfeiler gestellt wurden. Das Eisen wurde — ohne Rücksicht auf den Beton — mit 1000 kg/cm² beansprucht, dabei aber auch die Dehnung im Beton untersucht und hierzu die ungünstigste Annahme gemacht: es wirke von außen kein Erddruck.

Der durch den äußeren, vertieften Bodenteil übermittelte Gegendruck des Wassers auf den inneren, 1,4 m hohen Ring wurde berücksichtigt. Für die Außenwand ergab sich daraus am unteren Ende Einspannung. Aus diesem Grunde geht die Durchbiegungskurve (Abb. 72) allmählich in jene Linie über, die sich unter alleiniger Wirkung des Wasserdrucks für einen Vertikalschnitt der Außenwand ergäbe. Aus der zeichnerisch bestimmten Kurve ergaben sich dann die nötigen Eisenquerschnitte.[1]) Sie nehmen von oben bis auf eine gewisse Tiefe zu und dann wieder ab. Es wurden aber immerhin unten mehr Eisen angeordnet, als diese Rechnung erfordert, da die Voraussetzung, wonach sich die untere Ecke gar nicht nach außen verschieben kann, nicht mit voller Sicherheit zutrifft.

Das Erdreich war so schlecht, daß nicht daran zu denken war, die ganze Baugrube auf einmal auszuheben, überdies war zum Unterbringen des Aushubmaterials kein Raum vorhanden. Es wurde zuerst ein Ring, die ganze äußere Vertiefung enthaltend, ausgeschachtet, dann der halbflüssige Boden mit Kiesschüttung und Magerbeton gefestigt

---

[1]) Siehe statische Berechnung auf S. 410.

und der Boden der Vertiefung, die Außenwände und die Abstufung ausgeführt. All dies war in dem drückenden Erdreich, das sehr starken Einbau erforderte, eine schwierige Arbeit, von welcher die Abb. 73 eine Vorstellung gibt.



Abb. 73. Betonierung in der vertieften Rinne.

Nach Fertigstellung der Außenwände (Abb. 74 und 75) wurde innen ausgehoben und der Behälter außen umschüttet. Endlich wurde der obere Bodenteil hergestellt (Abb. 76), wobei man sich über den Anschluß an die schon viel älteren Betonteile um so eher beruhigen konnte, als eben radialer Zug im Boden, dank der angeordneten Abstufung, fast ausgeschlossen erschien.

Die Kosten der Behälter betrugen samt Aushub und Verputz 250 000 Fr. Es waren rund 2500 m³ Eisenbeton mit 250 t Eisen erforderlich.

In beachtenswerter Weise wurde die statische Ermittlung durchgeführt, die in ihren Einzelheiten hier wiedergegeben werden soll.

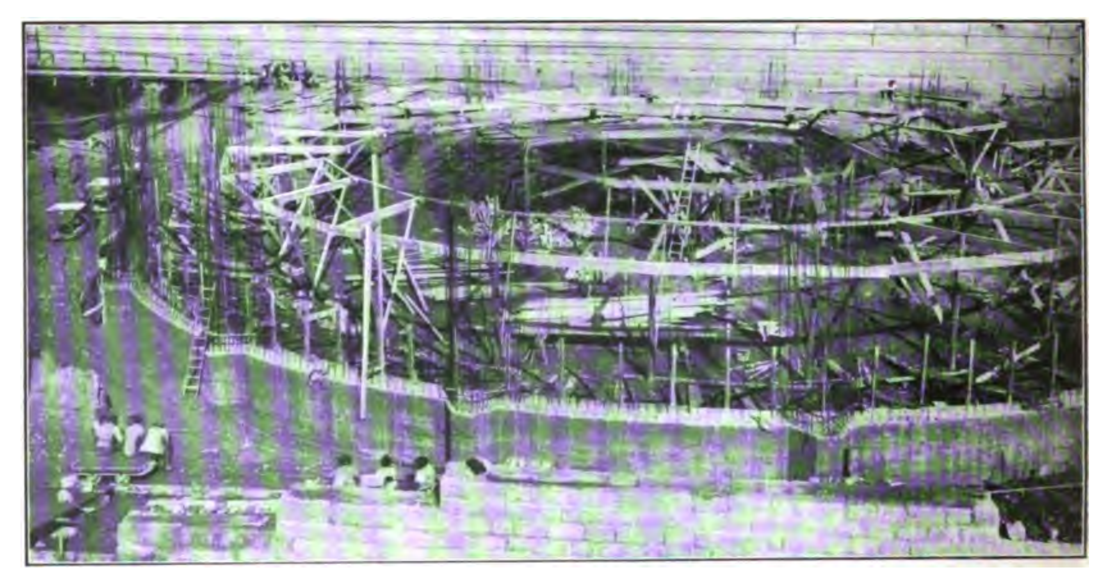


Abb. 74. Teilweise fertiggestellte Umfassung.

Berechnung der Umfassungswand. (Hierzu Abb. 72.)

Die Fläche $A_1 T_1 T_2 A_2$ ist der Querschnitt der Wand. Dieselbe wird durch den inneren Wasserdruck beansprucht, den das Dreieck $A_3 T_{3,4} A_4$ darstellt, wobei zu bemerken ist, daß ein Wandstück von 1 m Bildtiefe betrachtet wird. Dasselbe Dreieck stellt auch die in der Wand

peripherisch wirkenden Zugkräfte dar, unter der Voraussetzung, daß die Wand sich ungehindert nach auswärts verschieben kann (Rechnungsauffassung wie S. 348 u. f.). War der ursprüngliche Maßstab für die Wasserdrücke $1:m$, so sind die inneren Zugkräfte entsprechend ihrem Ausdrucke $Z = p \cdot r$, in diesem Dreiecke im Maßstabe $1:m \cdot r$ abzulesen. Im vorliegenden Falle mit rund $r = 20$ m und dem Maßstab der Wasserdrücke, deren aufgetragene Längeneinheit = 5 t beträgt, entsprechen somit $5 \times 20 = 100$ t.

Die vorerwähnte freie Verschiebbarkeit der Wand trifft in Wirklichkeit nicht zu, sondern es wirkt einerseits der Erddruck, anderseits die untere Verbindung der Wand mit der Sohle der freien Ausdehnung entgegen. Der erstere, die Sicherheit des Behälters erhöhende Umstand wird hier vernachlässigt, dagegen muß mit dem letzteren gerechnet werden.

Unter Annahme freier Beweglichkeit der Wand ergibt sich die lineare elastische Verschiebung sehr einfach. Ist in einem Ringelement: Z die wirkende Zugkraft, F der Querschnitt, mithin $\sigma = \frac{Z}{F}$ die Spannungsänderung, so bewirkt diese eine Änderung des Umfanges um Δu. War der ursprüngliche Radius r, so ist der geänderte Umfang $u' = 2\pi r + \Delta u = 2\pi r'$. Die Änderung des Radius, d. i. die radiale Verschiebung der Wand, beträgt $\Delta r = r' - r = \frac{\Delta u}{2\pi}$, also $\Delta u = \Delta r \cdot 2\pi$. Bezüglich der Umfangsänderung besteht die Proportion $\frac{\Delta u}{\sigma} = \frac{2\pi r}{E}$, oder mit

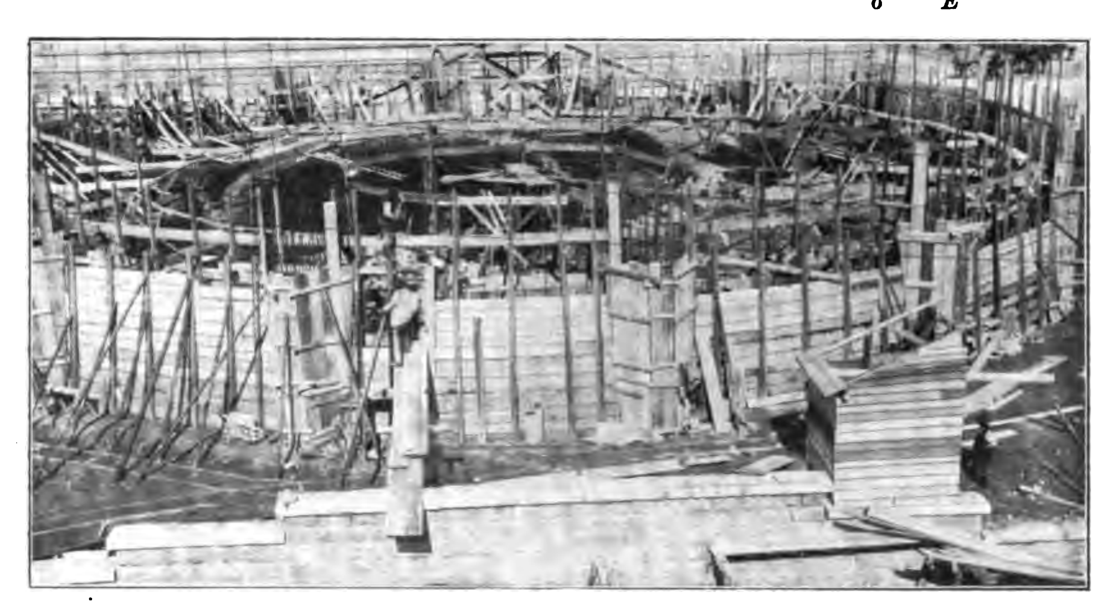


Abb. 75. Einschalung für die Umfassung.

Berücksichtigung des früheren $\frac{\Delta r}{\sigma} = \frac{r}{E}$, woraus $\Delta r = \frac{\sigma \cdot r}{E} = \frac{Zr}{FE}$ resultiert; d. h. die radiale Verschiebung ist das Produkt aus peripherisch wirkender Zugkraft und ursprünglichem Radius, gebrochen durch das Produkt aus Querschnittsfläche und Elastizitätsmodul.

In vorliegendem Falle wurde der Elastizitätsmodul des Betons mit 200 000 kg/cm² und der des Eisens mit 2 000 000 kg/cm² berücksichtigt, die wirksame Betonfläche also um die $\frac{Ee}{Eb} = 10$-fache Eisenquerschnittsfläche vermehrt. Die Fläche $A_3 T_3 T_5 A_5$ stellt die für letztere angenommenen Werte dar.

Die Durchführung dieser Division für die einzelnen Zonen ergibt als radiale Verschiebungen die Ordinaten $X_6 X_7$, wobei X durch die bei den Zonengrenzen angeschriebenen Buchstaben ersetzt zu denken ist, z. B. $L_6 L_7$. Verbindet man deren Endpunkte, so erhält man den Linienzug $A_7 G_7 I_7 T_7$, welcher die unter dem Wasserdruck entstehende Verbiegung der Wand darstellt. Da nun aber der Punkt A fest eingespannt ist, so wird der untere Teil dieses Linienzuges anders ausfallen und mutmaßlich die Form $G_8 E_8 C_8 A_8$ annehmen. Die nächste Aufgabe wird daher sein, zu untersuchen, ob diese Mutmaßung zutrifft. Im gleichen Verhältnis, wie durch die Einspannung die radiale Verschiebung eines Wandpunktes vermindert wird, reduziert sich die peripherische Zugkraft; diese ergibt sich somit in dem unteren Teile der Wand zu $X_3 X_9 = X_3 X_4 \cdot \frac{X_6 X_8}{X_6 X_7}$. Dadurch erhalten wir den Linienzug $A_9 B_9 D_9 F_9 H_9$, welcher das Dreieck $A_3 T_{3,4} A_4$ in zwei Abschnitte teilt. Betrachten wir das Wasserdruckdreieck, so stellt nun der

Teil $A_3 T_{3,9} H_9 A_9$ desselben den Druck dar, der durch peripherische Zugspannungen aufgenommen wird; der Teil $A_9 H_{9,4} A_4 A_9$ dagegen stellt jenen Anteil des Wasserdrucks dar, der die — unten eingespannt gedachte — Wand auf Biegung beansprucht. Für diese Druckfläche ist die Momentenfläche $A_{10} F_{10,11} A_{11}$ und endlich die elastische Linie $A_{13} C_{13} E_{13} G_{13}$ konstruiert worden, wobei die Polweiten und Kräftemaßstäbe so gewählt wurden, daß sich der gleiche Längenmaßstab ergab.

Wie man aus Abb. 72 ersieht, stimmt diese gefundene elastische Linie mit der versuchsweise angenommenen so gut überein, daß man die letztere der Rechnung zugrunde legen darf. — Aus dem Vergleiche der Linienzüge $A_9 H_{4,9} T_4$ und $A_5 H_5 T_5$ ergibt sich ohne weiteres, daß die angenommenen Eisenquerschnitte zur Aufnahme der peripherischen Spannungen genügen. Um zu zeigen, daß dies auch bezüglich der Biegungsmomente gilt, ist der Linienzug $A_{12} H_{13}$ ermittelt worden, welcher jene Momentenfläche begrenzt, die einer Beanspruchung der Vertikaleisen mit 1000 kg/cm² entspricht. Auch hier ergibt sich, daß der Eisenquerschnitt reichlich gewählt ist. — Die größte peripherische Zugspannung tritt im Punkte L auf, sie beträgt $\sigma_z = \frac{\Delta r \cdot E}{r}$ oder, da $\Delta r = L_6 L_7 = 0{,}0019$, auch $\sigma_z = \frac{0{,}0019}{20} \cdot 200\,000 = +\mathbf{19\ kg/cm^2}$. Die Biegungsspannungen sind in A am größten: $\sigma_d = \sigma_z = \pm \frac{M}{W} = \pm \frac{1\,680\,000}{700\,000} = \pm\mathbf{24\ kg/cm^2}$.

Die Linie $A_8 G_{7,8} L_7 T_7$ als Biegungslinie der vertikalen Wand aufgefaßt, zeigt, daß im oberen Teile — insbesondere nächst der größten Ausbauchung — vertikale Eiseneinlagen auf der Außenseite wünschenswert erscheinen. Einen Anhaltspunkt für ihre Stärke ergibt das Biegungsmoment, das mit Hilfe des aus der Zeichnung abgegriffenen Krümmungsradius ϱ dieser Biegungslinie und der für jeden Horizontalschnitt (1 m Bildtiefe) durch Wahl der Eiseneinlagen ermittelten Trägheitsmomente J abgeleitet wurde: $M = \frac{J \cdot E}{\varrho}$. Für verschiedene Punkte ergaben sich:

$$\text{Punkt } G\text{: } M = \frac{2\,280\,000 \times 200\,000}{680\,000} = 670\,000 \text{ kgcm},$$

$$\text{Punkt } J\text{: } M = \frac{533\,000 \times 200\,000}{328\,000} = 325\,000 \text{ kgcm},$$

$$\text{Punkt } L\text{: } M = \frac{225\,000 \times 200\,000}{328\,000} = 137\,000 \text{ kgcm},$$

$$\text{Punkt } N\text{: } M = \frac{130\,000 \times 200\,000}{510\,000} = 51\,000 \text{ kgcm},$$

$$\text{Punkt } P\text{: } M = \frac{67\,000 \times 200\,000}{510\,000} = 26\,000 \text{ kgcm}.$$

Damit ergibt sich die Momentenkurve $F_{11} G_{11} T_{11}$, welche gleichfalls durch die Kurve der zulässigen Momente $F_{12} G_{12} T_{12}$ hinreichend umhüllt ist.

Streng genommen haben diese Momente auf die Gestaltung der Deformationskurve einen gewissen ausgleichenden Einfluß, der indessen, gleich wie der Einfluß der Pfeiler, hier vernachlässigt wird.

Es ist noch zu untersuchen, inwieweit die Annahme, daß die Wand im unteren Endpunkt fest eingespannt sei, begründet ist. Im Punkt A der Wand wirkt nach außen die aus dem Kräftepolygon ersichtliche Kraft $P = 14{,}8$ t und das Moment $M = 16{,}8$ tm. Der auf die Fundamentfläche von 3,4 m Breite entfallende Druck beträgt rund 50 t, und es würde demnach bei einem Reibungskoeffizienten von 0,3 die Reibungskraft von 15 t gerade genügen, um der Kraft P das Gleichgewicht zu halten. Indessen soll dieser Umstand gleich dem Erddruck hier ganz vernachlässigt werden, da die hierbei in Betracht kommenden Faktoren zu unsicher sind.

Eine Gegenkraft hingegen, auf die mit voller Sicherheit gerechnet werden kann, ist der Wasserdruck auf die 1,4 m hohe Abstufung der Sohle (Abb. 71). Die Größe dieser Horizontalkomponente ist $P_1 = 1{,}4 \times \frac{8{,}5 + 7{,}1}{2} = 10{,}9$ t. Diese Kraft ist also imstande, der Kraft P bis auf einen Restbetrag von $P_2 = 14{,}8 - 10{,}9 = 3{,}9$ t das Gleichgewicht zu halten. Die radiale Kraft P_2 wird nun mit Leichtigkeit von der erhöhten Sohle aufgenommen, welche mit der Abstufung fest verankert ist. Die Verankerung besteht aus R.-E. 15 mm = 1,77 cm², welche hier in Abständen von 32 cm verlegt sind, mithin die wirksame Eisenfläche in 1 m Bildtiefe $f_e = \frac{1{,}77}{0{,}32} = 5{,}5$ cm², d. i. mehr als genügend, um P_2 aufzunehmen.

Dem Moment $M = 16{,}8$ tm wirken die Momente der Kräfte P_1 und P_2 entgegen: $M_1 + M_2 = 10{,}9 \times 0{,}68 + 3{,}9 \times 1{,}3 = 12{,}5$ tm, in gleicher Weise das Moment durch das Gewicht der Wassersäule; zieht man hier nur jenen Teil P_3 in Betracht, der auf den vertieften Sohlenring von 1,1 m Breite wirkt, so ist dessen Moment in bezug auf $A: M_3 = 8{,}5 \times 1{,}1 \times 0{,}55 = 5{,}1$ tm. Es ist also das gesamte entgegenwirkende Moment $M_1 + M_2 + M_3 = 17{,}6$ tm genügend, um das Gleichgewicht zu halten.

Nun wäre allerdings einzuwenden, daß auch der Boden und die Abstufung nicht absolut starr sind. Die äußeren, auf Biegung und exzentrischen Zug arbeitenden Teile sind verhältnismäßig so kurz und massig, daß ihre Formänderungen gegenüber denen der Außenwand nicht

in Betracht kommen. Außerdem zeigt die Kurve $A_5 H_5$, daß noch genügende Sicherheit herrscht, wenn die Voraussetzung der festen Einspannung nicht ganz zutreffen sollte.

Berechnung der Sohle.

Die einzige radiale Kraft, welche für den inneren erhöhten Kreis in Rechnung gezogen werden kann, ist die von der Außenwand herrührende Zugkraft $P_3 = 3{,}9$ t, wofür die Eiseneinlagen nach früherer Berechnung genügen. Es ist selbstredend überflüssig, diese Armatur in gleicher Stärke radial weiterzuführen, da ja diese kleine Kraft gegen die Mitte zu durch die Bodenreibung und durch die in den Vertikalschnitten der Sohle auftretenden Ringspannungen aufgenommen wird.

Die Abstufung wird auf Biegung beansprucht, das größte Moment am Fuße derselben beträgt nach früherem $M_1 + M_2 = 12{,}5$ tm. Die vorhandenen Eiseneinlagen genügen aber für ein Moment von $M = 15{,}5$ tm.

Die Biegungsspannungen im Beton betragen

$$\sigma_d = \sigma_z = \mp \frac{1\,250\,000 \times 6}{100 \times 80^2} = \mp \mathbf{11{,}7\ kg/cm^2}.$$

Der äußere vertiefte Ring des Bodens arbeitet auf exzentrischen Zug; an der ungünstigsten Stelle, d. h. am Fuße der Außenwand wirkt die Zugkraft $P = 14{,}8$ t in einer Entfernung von $e = \frac{M}{P} = \frac{16{,}8}{14{,}8} = 1{,}135$ m von A. Das Kernmoment beträgt somit $M = 26{,}7$ tm, das vorhandene Eisen genügt einem Kernmoment von $M_e = 29{,}6$ tm. Die Biegungsspannungen im Beton betragen $\sigma_d = -13{,}0$ kg/cm², $\sigma_z = +16$ kg/cm².

Berechnung der Pfeiler.

Die Pfeiler bilden mit den Wandungen ein fest verwachsenes Ganzes (Abb. 71). Nur weil eine Rechnung andernfalls gar nicht durchführbar wäre, betrachtet man Pfeiler und Wand als teilweise getrennt bezw. man weist jedem Teile besondere Aufgaben zu. Dabei darf man sagen, daß diese Rechnungsart zu ungünstig, somit die Konstruktion als Ganzes solider ist, als diese Rechnung ergibt. Auf einen Pfeiler wirkt im Maximum entweder eine tangentiale Kraft von 7,5 t oder eine radiale von 2,2 t. Diese Kräfte sind horizontal gerichtet und greifen am oberen Endpunkt an. Zur Berechnung wurde nun die Annahme gemacht, der Pfeiler sei oben vollständig frei und erst in 5,5 m Tiefe eingespannt; hier liegt nämlich sein Querschnitt schon zum größten Teil in der Wand. Das Moment der tangentialen Kraft beträgt an dieser Stelle $M_T = 7{,}5 \times 5{,}5 = 41{,}3$ tm. Zur Vereinfachung wurde der trapezförmige Querschnitt in ein Rechteck von $1{,}45 \times 1{,}30$ m verwandelt gedacht. Die eingelegte Eisenfläche genügt einem Moment von $M_e = 51{,}5$ tm, und die Spannungen im Beton betragen $\sigma_d = \sigma_z = \mp 9{,}1$ kg/cm².

Das Moment der radialen Kraft ist $M_R = 2{,}2 \times 5{,}5 = 12{,}1$ tm, die vorhandene Eisenfläche genügt für ein Moment von $M_e = 12{,}7$ tm. Die Spannungen im Beton sind $\sigma_d = \sigma_z = \pm 3$ kg/cm².

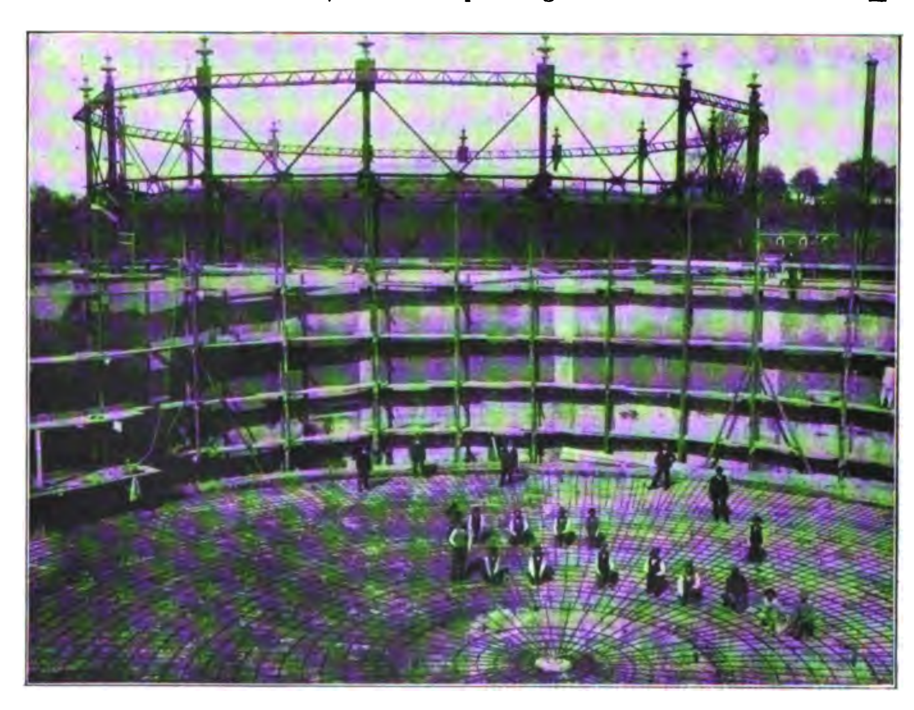


Abb. 76. Verlegen der Armatur im erhöhten Bodenteil.

Verstärkung beim Siphonschacht.

Die Einleitung der beiden großen Gasrohre hat eine Schwächung der Konstruktion zur Folge. Die Ringeisen können zwar hindurchgeführt werden, dagegen muß zwischen den betreffenden Pfeilern das fünfte aller auf Biegung wirkenden Eisen entfallen. In der Abstufung der Sohle ist dieser fehlende Eisenquerschnitt durch Anbringen einer Anzahl anderer Stangen ersetzt, während Außenwand und Sohle an dieser Stelle um etwa $^1/_4$, d. h. von 65 auf 80, bezw. 80 auf 100 cm verdickt sind. Damit ist der Ausfall an Eisenstangen auch hier gedeckt. Außerdem wurde die Zahl der Ringeisen um $^1/_4$ erhöht, um so die gemeinsame Wirkung der starken und der geschwächten Teile zu erhöhen.

Anschließend an diese Berechnung wäre zu erwähnen, daß man dieselbe in den zumeist in der Praxis vorkommenden Fällen, bei denen die Abmessungen der Behälter keine so enormen sind wie hier, nicht mit solcher Gründlichkeit durchführen wird. Jedenfalls aber wird man die Vertikalarmatur derart anordnen, daß den oben berührten Einflüssen begegnet wird. Abb. 3 auf Tafel V zeigt ein herausgegriffenes Beispiel der gewöhnlich vorkommenden Fälle.

Gasbehälterbecken im Brüxer Bruchterrain.

Im Jahre 1903 wurde ein Gasbehälter für die Imp. Cont. Gas-Association in Brüx von der Firma N. Rella u. Neffe, Wien, ausgeführt. Der Behälter kam in jenes Gebiet zu liegen, welches Ende der neunziger Jahre von einer schweren Schwimmsand-Katastrophe heimgesucht wurde. Dieser Umstand war für die Ausführung in armiertem Beton bestimmend (Abb. 77 bis 79).

Der innere Durchmesser beträgt 16,92 m, die Tiefe nächst der Umfassungsmauer ist 5,79 m, in der Mitte des Beckens 3,15 m. Der kuppelförmige, armierte Boden ist an den Anläufen 25 cm, im Scheitel 15 cm stark. Die Umfassungsmauer ist gleichfalls armiert und hat eine Stärke von 50 cm an der Sohle und 35 cm an der Krone. Zur Aufnahme des eisernen Tragwerks für den Gasbehälter sind Pfeiler vorgesehen.

Gasbehälter für 30 000 m³ Inhalt in Rotterdam.

Die bisher bekannten Ringbecken für Gasbehälter bestehen in der Regel aus zwei aufrechten Mänteln mit gemeinsamer Achse und verschiedenen Durchmessern, deren untere Ränder durch einen wagerechten Ringboden verbunden sind. Derartige Ringbecken werden gewöhnlich aus Eisen und Stahl hergestellt, welche Ausführungsweise namentlich für die innere Wand besonders schwierige Konstruktionen und große Kosten erfordert.

Eine bedeutende Kostenersparnis gegenüber der bisherigen Ausführungsart bietet die patentierte Bauweise von Wouter Cool in Rotterdam und Michael Scheuß in Eschweiler. Diese Erfindung betrifft den Bau von Ringbecken, bei denen die innere Wand und der wagerechte Ringboden aus Mauerwerk, Beton, Eisenbeton oder dergleichen und die äußere Wand wie bisher aus Stahl oder Eisen hergestellt sind. Da für die Aufnahme der gegen die Wände wirkenden Flüssigkeitsdrücke der jeweilig geeignetste Baustoff Verwendung findet, so läßt sich der Bau mit dem geringsten Kostenaufwand herstellen.

Die Abb. 80 bis 83 zeigen schematisch das Prinzip des Systems. Im achsialen Schnitt Abb. 80 bezeichnen

a den äußeren Mantel in Eisen oder Stahl,
b und *c* den inneren Mantel und den anschließenden wagerechten Ringboden,
d die Sperrflüssigkeit im Ringraum,
f in der linken Hälfte der Abb. 80 den Grundwasserspiegel, der den bei Gasbehältern stets wünschenswerten Abschluß des Gasraumes für den mittleren Teil bildet.

In der rechten Hälfte der Abb. 80 ist für diesen Abschluß eine besondere Anordnung gezeichnet, es bedeuten:

g einen besonderen Abschlußboden in beliebiger Konstruktion und Höhenlage,
h die auf diesem seicht stehende Sperrflüssigkeit.

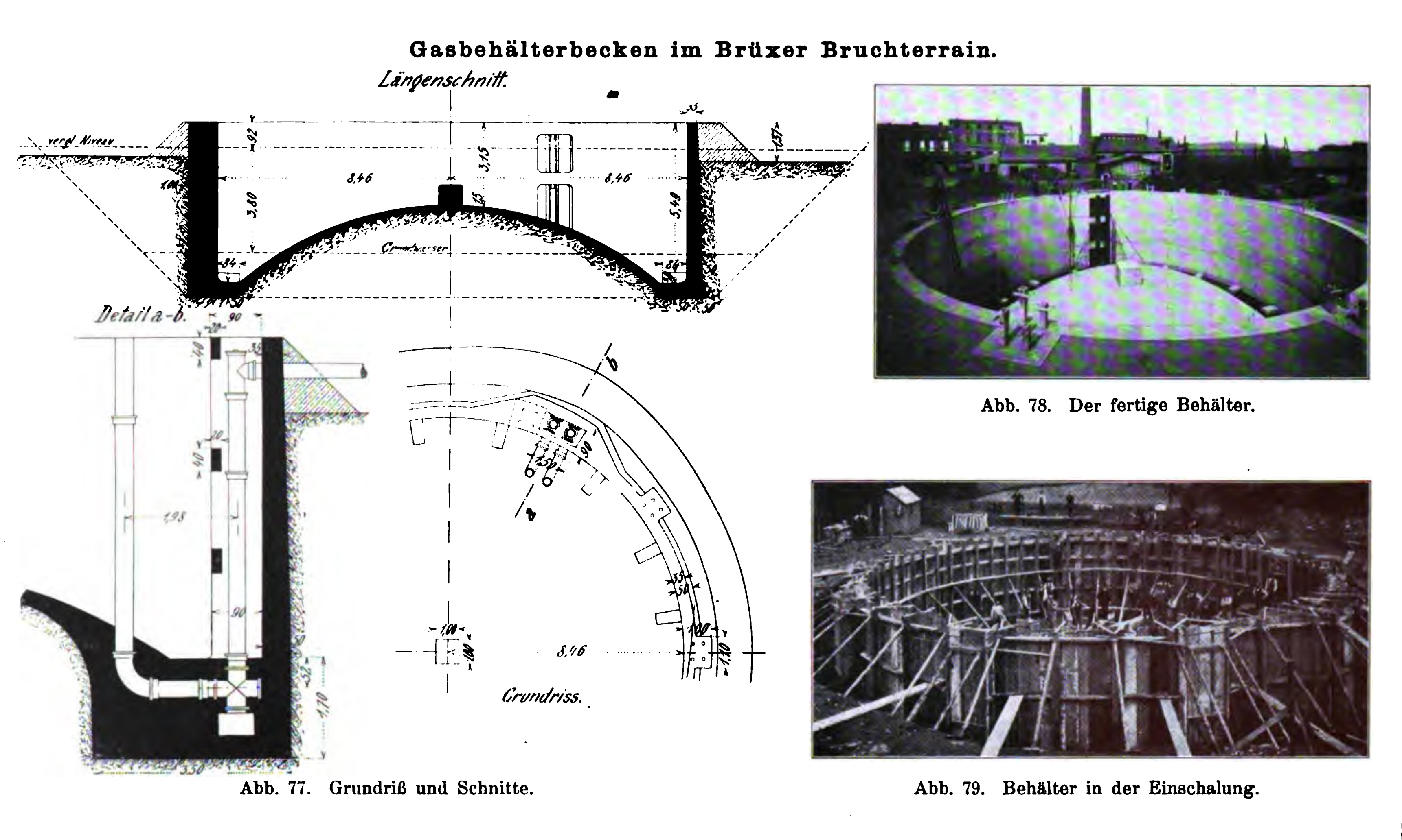


Abb. 77. Grundriß und Schnitte.

Abb. 78. Der fertige Behälter.

Abb. 79. Behälter in der Einschalung.

Liegt die Notwendigkeit vor, den Platz, auf dem der Gasbehälter gebaut werden soll, als Lagerraum oder dergleichen zu benutzen, so ist der Innenraum in wünschenswerter Höhe nach oben gasdicht abzuschließen und eine Treppenanlage zu schaffen, die, unter den Ringraum hindurchführend, den Innenraum zugänglich macht. Besser aber ist es, mit Rücksicht auf den bequemen Zugang und für die natürliche Beleuchtung des Innenraumes, das Ringbecken so hoch zu legen, daß sich in dessen Unterbau Fenster und Türen anordnen lassen (Abb. 81).

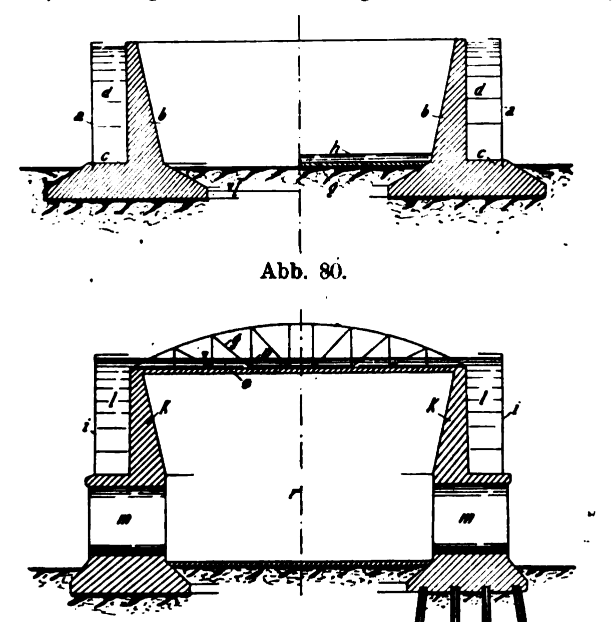


Abb. 80.

Abb. 81. Gasbehälter mit nutzbarem Innenraum.

In der betreffenden Abbildung bezeichnen

- *i* den äußeren Mantel in Eisen oder Stahl,
- *k* den inneren Mantel in Mauerwerk, Beton oder Eisenbeton und dergleichen,
- *l* die Sperrflüssigkeit im Ringraum,
- *n* in der rechten Hälfte der Zeichnung einen Pfahlrost als besondere Ausführungsform,
- *o* den abschließenden Boden des Mittelraumes als Decke für den Raum *r*,
- *p* die seichtstehende Sperrflüssigkeit.

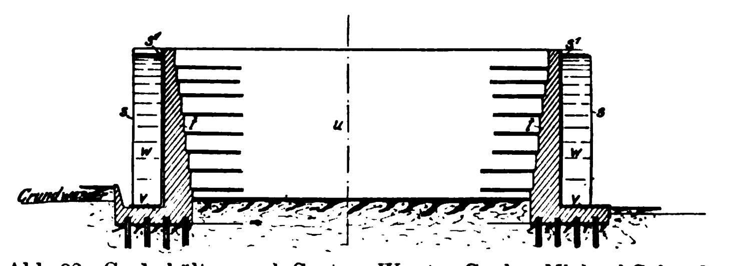


Abb. 82. Gasbehälter nach System Wouter Cool u. Michael Scheuß.

Bei unsicherem Baugrund, wo durch unregelmäßige Setzungen des Bodens Risse in der Innenwand entstehen können, wird die Anordnung einer dünnen, eisernen Platte s^1, Abb. 82 getroffen. Die Anwendung von Eisenbeton als Baumaterial der Innenwand macht diese Vorkehrung entbehrlich. Das gleiche gilt bezüglich des Ringbodens *v*.

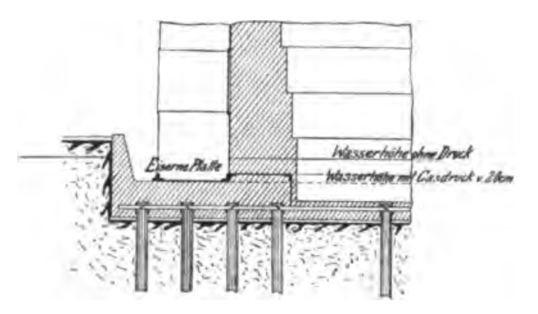


Abb. 83. Einzelheit des Gasbehälters in Rotterdam.

Abb. 83 zeigt eine Einzelheit des Gasbehälters für 30 000 m³ Fassungsraum, welcher nach vorbeschriebenem System vom Erfinder Herrn Wouter Cool, Ingenieur der Rotterdamer Zementwerke in den Jahren 1904 bis 1905 zur Ausführung gebracht wurde.

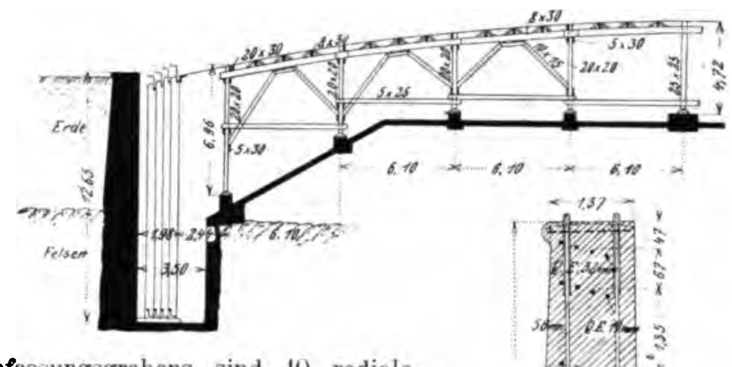
Eisenbetongasbehälter der Central-Union-Gas-Company. [1]

Der 142 000 m³ fassende Gasbehälter (Abb. 84) hat einen Durchmesser von 57,5 m

[1]) The Engineering Record 1906, 3. März.

und eine Tiefe von 12,65 m. Die äußere, monolithische Umfassungsmauer hat eine Höhe von 13 m und nächst der Sohle eine Stärke von 1,67 m. Eine zweite innere Mauer hat einen Durchmesser von 50,3 m und ist 5 m hoch. Die Oberfläche dieser Mauer hängt mit einer 30 cm starken Betonplatte zusammen, welche die Sohle des Behälters bildet. Der durch die beiden Ringmauern gebildete Graben nimmt das Abschlußwasser auf.

Die äußere Mauer war ursprünglich in einer Stärke projektiert, die den größten Drücken von außen und von innen vollkommen gewachsen war; trotzdem wurde sie bei der Ausführung noch erheblich verstärkt. Die Mauerkrone ist mit Streckmetall armiert und mit einer 12 mm starken Mörtelschicht (1 : 2) bedeckt. Ferner finden wir Vertikalanker von 58 mm Durchmesser und etwa 6,10 m Länge angeordnet.



Die Mauer ist mit horizontalen Ringen von je 4 Ransome-Eisen, welche aus praktischen Gründen in Abstufungen angeordnet sind, armiert. Diese Ringe bestehen aus einzelnen Stücken, die an den Enden um 81 cm übergreifen und durch Klammern verbunden sind.

Am Boden des Umfassungsgrabens sind 40 radiale Stappelrippen aus Ziegelmauerwerk angeordnet, dieselben sind 33 cm dick, 2,28 m lang und mit einem Granitkopf versehen.

Die innere Mauer ist mindestens 76 cm stark. An dieselbe schließt sich der kegelförmige Teil des Behälterbodens an. Der Boden ist mit 72 Sockeln versehen, auf welche das Stappelgerüst zu stehen kommt.

Sowohl die Größe der äußeren Mauer, als auch die Genauigkeit der Ausführung erforderten die Herstellung eines besonderen Gerüstes.

Es bestand aus einem Holzfachwerk mit einer Holztrommel, die die Schalung der Mauer bildete. Diese Trommel wurde von 40 vertikalen Gitterträgern, die mit horizontalen Pfosten verbunden waren, gebildet. An diese letzteren konnte man die verstellbare zylindrische Schalung befestigen.

Abb. 84. Behälter der Central-Union-Gas-Company.

Jeder der 40 Stück Gitterträger war 12,80 m hoch und 1,83 m tief und wurde von zwei 5 × 23 cm-Pfosten, die durch horizontale und diagonale Hölzer verbunden waren, gebildet. Zunächst wurde einer dieser Gitterträger mittels eines Kranes auf den Fußbalken gestellt und das obere Ende von der Behälterachse aus eingemessen. In gleicher Weise wurden die übrigen in die ihnen zugewiesene Lage gebracht und untereinander verbunden. Radiale horizontale Streifen, welche an das Gerüst genagelt wurden, hatten die eisernen Führungsstreifen für die bewegliche Form zu tragen. Die Formtafeln waren 1,52 m hoch und 4,57 m lang und bestanden aus zylindrischen Segmenten, die genau an die Innenflächen der Mauer paßten. Angeordnete Keile gestatteten die Einstellung bis auf 3 mm genau. Es waren genügend derartige Formen vorhanden, um sie ringsum anbringen zu können. Einige Schwierigkeiten ergaben sich

durch das Aufquellen des Holzes im grünen Beton, wodurch Abweichungen bis 12 mm herbeigeführt wurden.

Die Mauer wurde in 3 Höhenstreifen von je 1,52 m hergestellt; war man mit dem Betonieren einer geschlossenen Lage fertig, so wurden die Formen mit 30 cm Übergreifung des Mauerwerks höher gezogen.

Der Aushub wurde im Juli 1904 in Angriff genommen, mit dem Betonieren begann man im April 1905 und vollendete die Arbeit mit einer Partie von etwa 80 Mann am 15. August 1905. Das Bauwerk wurde von der Firma Richard Deeves u. Son als Generalunternehmer ausgeführt.

Eisenbeton-Gasbehälter in Dubuque (Ia).[1]

Der Gasbehälter von 25,60 m Durchmesser und 6,53 m Tiefe ist nicht wegen seiner Größe, sondern wegen der Umsicht, mit welcher der Entwurf durchgeführt wurde, bemerkenswert. Die Pläne wurden von der Expanded Metal a. Corrugated Bar Co. in St. Louis (Mo.) verfaßt.

Die generelle Anordnung zeigt Abb. 85.

Der Boden ist 1,52 m unter dem Gelände angeordnet und wird von einer 41 cm starken Platte gebildet, welche auf Piloten ruht, die 1,37 m von Mitte zu Mitte entfernt stehen. Die Sohlendicke unter der Umfassungsmauer beträgt 71 cm und die Entfernung der Piloten hier nur 76 cm.

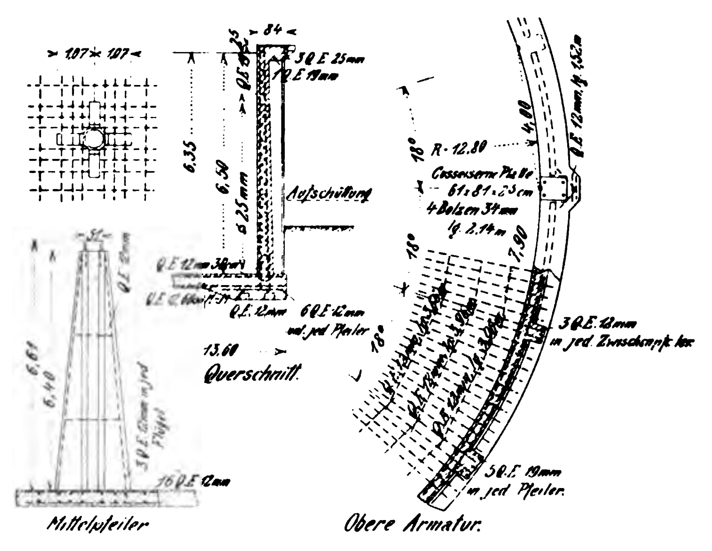


Abb. 85. Gasbehälter in Dubuque (Ia.).

Dieser direkt auf den Piloten ruhende Boden ist nur am Fuße des zentral angeordneten Pfeilers und am Fuße der Umfassungsmauer armiert. Unterhalb der Sohle sind zwei Kanäle aus Eisenbeton zur Aufnahme der Ein- und Auslaufrohre angeordnet. Die Umfassungsmauer ist 6,40 m hoch, unten 46 cm und oben 30 cm stark. Der zentral angeordnete Pfeiler ist in Eisenbeton ausgeführt, das Mischungsverhältnis beträgt bei demselben 1 : 2,5 : 5; die größte Abmessung der Steine ist 5 cm.

Für die Umfassungsmauer wurde im Verhältnis 1 : 2 : 4 gemischt und Steine mit 2,5 cm größte Abmessung verwendet.

Die Armierung besteht aus Johnson-Eisen. Die horizontal verlaufenden Ringe dieser Armatur sind durch Übergriffe miteinander verbunden, ihre Länge ist derart bemessen, daß sie über zwei Felder der Umfassung reichen.

Zuerst wurde die Sohle hergestellt, in welcher für den Fuß der Umfassungsmauer eine Rinne ausgespart wurde. Da der Baugrund sehr weich war, mußte für die Stützung des Gerüstes der Umfassungsmauer eine besondere Anordnung getroffen werden. Dieselbe ist in Abb. 86 angedeutet. Es wurden entlang der Umfassungsmauer zwei Reihen Pfosten eingetrieben, an deren Köpfen später die Gerüstung der Seitenwände befestigt

[1]) Eng. News 1906, 9. August.

wurde. Die Reibung am Umfange dieser Pfosten war innerhalb des Sohlenbetons groß genug, um den von der Gerüstung herrührenden Druck auf eine größere Bodenfläche zu verteilen.

An der Stelle, wo diese Pfosten aus dem Sohlenbeton hervortraten, war der Beton ausgespart worden. Nach Abbrechen der Rüstung wurden diese Pfosten nicht entfernt, sondern in der ausgesparten Öffnung knapp abgeschnitten, die Fläche der Aussparungen mit Teer abgedichtet und dann bis zur Oberfläche der Sohle mit Beton angefüllt.

Die Sohle wurde in Streifen hergestellt, die durch Formen derart begrenzt waren, daß jeder Streifen einer Tagesleistung entsprach.

Um die Dichtigkeit und Kontinuität der Sohle zu sichern, wurden die einzelnen Streifen mittels Nut- und Federverbandes gestoßen. Als Unterlage wurde ein Bett aus Sand und Kohlenlösche verwendet.

Die Umfassungsmauer wird abwechselnd von größeren und kleineren Pfeilern unterbrochen.

Auf die in die Sohle einbetonierten Pfosten wurde die Gerüstung nach Abb. 86 hergestellt, deren einzelne Rahmen 3,72 m voneinander entfernt stehen. Diese Rahmen sind nach Abb. 86 miteinander verbunden, an welche die Formen für die Wände und Pfeiler befestigt wurden. Die vertikalen Zwischenräume wurden durch kleine Holzstreifen geschlossen. Die Formen waren 1,22 m hoch und wurden bei fortschreitender Arbeit 91 cm hoch gehoben, was stets einen Tag nach der Herstellung bewirkt wurde. Das erste Mal brauchte man einen ganzen Tag, um die Formen zum Gebrauch einzustellen, während dies später in einem halben Tage fertiggebracht wurde.



Abb. 86. Gerüstung und Schalung.

Die die Außen- und Innenform verbindenden Eisenbolzen waren 12 mm stark und an den Enden mit Schrauben versehen. Diese hatten den Nachteil, daß sie sich krümmten, was bei 19 mm-Bolzen nicht der Fall gewesen wäre.

Die 15 × 1,2 cm starken Stahlbänder wurden nächst der Innenfläche der Pfeiler und Pilaster flüchtig mit der Behälter-Innenfläche in dem Beton versetzt. Diese Bänder wurden mit der Außenseite des Gerüstes verbolzt und dienten zur Überdeckung des 15 cm breiten Zwischenraumes zwischen den Stehern der Nachbargerüste. Sie wurden alle 91 cm mit Ankereisen versehen, die in den Beton der Mauer eingreifen. Während des Baues wurde diese feste Verbindung zwischen Bändern, Form und Mauer zur Versteifung des Gerüstes benutzt, so daß die Diagonalen entfernt werden und die Schiebkarren in den Etagen verkehren konnten. Der Beton wurde von der oberen Plattform eingeschüttet.

Die Sohlenarmatur wurde während der Arbeit eingebracht, die Armatur für die Wände wurde vorher aufgestellt. Die Stäbe kamen in einer Länge von 9,14 m zur Verwendung und hatten Übergriffe von 91 cm Länge, welche mit Draht umschlungen wurden. Die Vertikaleisen wurden an die Rüstung gehängt und die Horizontaleisen aufgezogen.

Weitere Ausführungen sind:

Vier Teergruben für die Gasanstalt M.-Gladbach, ausgeführt von der Firma Hüser u. Cie. in Oberkassel, Siegkreis. Gasbehälterbecken von 700 m³ Inhalt für die Gasanstalt Haßloch in der Pfalz, ein Becken von 1860 m³ Inhalt für die Gasanstalt Lyck in Ostpreußen, ein Becken von 800 m³ Inhalt für die Gasanstalt Hemer in Westfalen; ein Becken von 3500 m³ Inhalt für die Gasanstalt Thorn, ausgeführt von derselben Firma.

Gasbehälter in Eisenbetonkonstruktion am Hauptbahnhof in Breslau mit 2200 m³ Inhalt, ausgeführt von der Firma Gebrüder Huber in Breslau.

Gasbehälterbassin in der Maschinenfabrik Metzingen, ausgeführt von der Betonbauunternehmung H. Rek in Stuttgart.

Teer- und Ammoniak-Behälter der neuen Gasanstalt Plauen im Voigtland, bemerkenswert wegen der mit Möllerschen Zement-Erdankern befestigten und armierten Sohle, ausgeführt vom Zementbaugeschäft Rud. Wolle in Leipzig.

Gasbehälter in Lausanne mit einem Kubikinhalt von 4000 m³ bei einem Durchmesser von 32 m und einer Höhe von 9 m, nach System Hennebique ausgeführt. Ammoniakbehälter mit Decke (System wie vorstehend). Im Jahre 1896 wurden drei Behäler für ammoniakhaltiges Wasser hergestellt. Das Bemerkenswerte bei dieser Anlage ist, daß diese Behälter den starken Ammoniakgeruch, mit welchem das Gebäude infiziert war, gänzlich beseitigten.

Gasbehälter von 6200 m³ Inhalt in Genf, nach System de Vallière u. Simons (Lausanne) ausgeführt. Sein Durchmesser beträgt 32,8 m, die Wassertiefe 7,20 m. Wegen des andringenden Wassers aus der Rhône und Arve wurde die Arbeit sehr beschleunigt, so daß der Behälter in 80 Tagen fertiggestellt war. Von den größeren Ausführungen dieser Firma seien noch die Gasbehälterbecken zu Pavia (2200 m³), Plaisance (Ital.) (1100 m³), Torre Pellice (1000 m³) und zu Lugano (1000 m³) erwähnt.

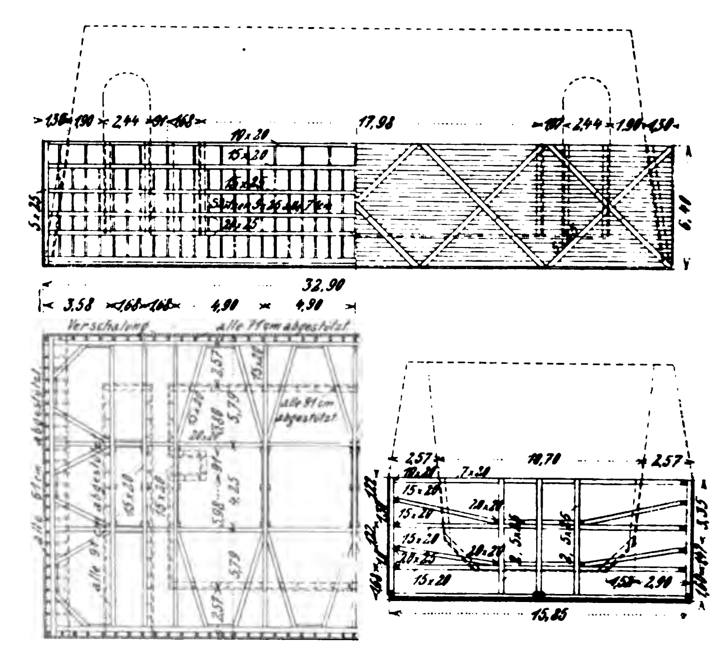
Das Gasbehälterbassin für die elektrische Zentrale in Madrid nach System Unciti. Für die Cincinnati Gas & Elektric Co. wurden von der Ferro-Concrete Construction Co. zwei Behälter ausgeführt, von denen einer 15,25 m Durchmesser und 3 m Tiefe, der andere 12,80 m Durchmesser und 3,65 m Tiefe aufweisen.

D. Behälter in landwirtschaftlichen und industriellen Betrieben.

Behälter in Mc. Keesport (Pa.).[1]

Das Speisewasser für die Kessel und hydraulischen Maschinen in Mc. Keesport der National Tube Co. wurde mittels Pumpen direkt dem Monogahelaflusse entnommen. Die zeitweilig große Menge der im Flußwasser mitgeführten Sinkstoffe machte die Anlage eines Ablagerungsbehälters nötig (Abb. 87).

Der teilweise in den Fluß eingebaute Behälter ist 52/105 Fuß groß, 41 Fuß 2 Zoll hoch und wurde in monolithischer Bauweise mit geringer Anwendung von Armatur hergestellt.



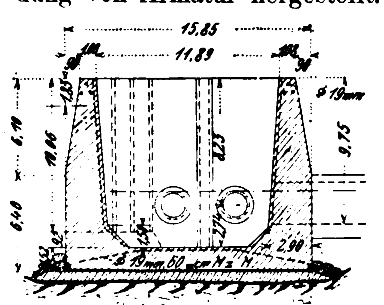


Abb. 87. Ablagerungsbehälter in Mc. Keesport.

An der Stromseite sind zwei 8 Fuß breite und etwa 25 Fuß hohe Einlaßöffnungen derart angeordnet, daß bei besserer Qualität des Flußwassers dieses durch eine Öffnung direkt in einen eiförmigen Kanal, der zur Pumpstation führt, eingelassen werden kann.

---

[1]) The Engineering Record 1905, 27. Mai.

Bei schlechter Qualität des Flußwassers wird der Absatzkasten in den Zufluß zur Pumpstation eingeschaltet, indem die andere Einlaßöffnung freigegeben und die erstgenannte Öffnung mittels Dammbalken abgeschlossen wird. Der Sinkkasten ist vom direkten Zulauf durch eine 3 Fuß starke Betonwand getrennt, welche in einer Höhe von 9 Fuß über der Sohle 2 Ablaufrohre von 5 Fuß Durchmesser besitzt, die ebenfalls mittels Dammbalken abgeschlossen werden können.

Die Fundierung des Bauwerks bot derartige Schwierigkeiten, daß man sich entschloß, den Behälter in einem hölzernen Senkkasten herzustellen und auf das vorbereitete Fundament aufzusetzen. Zunächst wurde der weiche Boden des Fundaments entfernt und eine 2 Fuß hohe Schotterlage aufgebracht. Gleichzeitig wurde ein Holzsenkkasten konstruiert, der dann an Ort und Stelle gelotst wurde.

Das Einbringen des Betons geschah mit der größten Vorsicht, damit der Kasten nicht ungleich tief getaucht wurde. Als der Kasten bereits auf dem Fundamente saß und die Mauern bis zu einer Höhe von etwa 20 Fuß gediehen waren, begann sich eine einseitige Senkung und das Auftreten von diagonalen Sprüngen im Mauerwerk bemerkbar zu machen. Diese Erscheinungen zeigten, daß das Fundament ungenügende Tragfähigkeit besaß. Man entschloß sich nun zu einer bereits früher vorgeschlagenen Pilotage des Fundaments. Der Beton wurde ringsum so weit gleichmäßig abgenommen, daß die Arche flott wurde und seitwärts geschafft werden konnte. Zur Entfernung des Betons wurden weite Bohrlöcher angeordnet, in welche ungelöschter Kalk eingebracht wurde. Oben wurden diese Bohrlöcher, nach Einführung eines Gasrohres mit Lehm abgeschlossen; die Sprengung erfolgte durch Eingießen von Wasser. An einigen Stellen wurde mit Dynamit nachgeholfen.

Nachdem das Fundament pilotiert war, wurde der Kasten neuerdings herangezogen, befestigt und in der früher beschriebenen Weise gesenkt.

Heißwasserkasten für eine Kondens-Dampfmaschine in Eisenbeton-Konstruktion.[1])

In der Kraftstation der Untergrundabteilung der Schnellbahn in New-York wurden Heißwasserkasten in der bekannten barometrischen Form in Eisenbetonkonstruktion

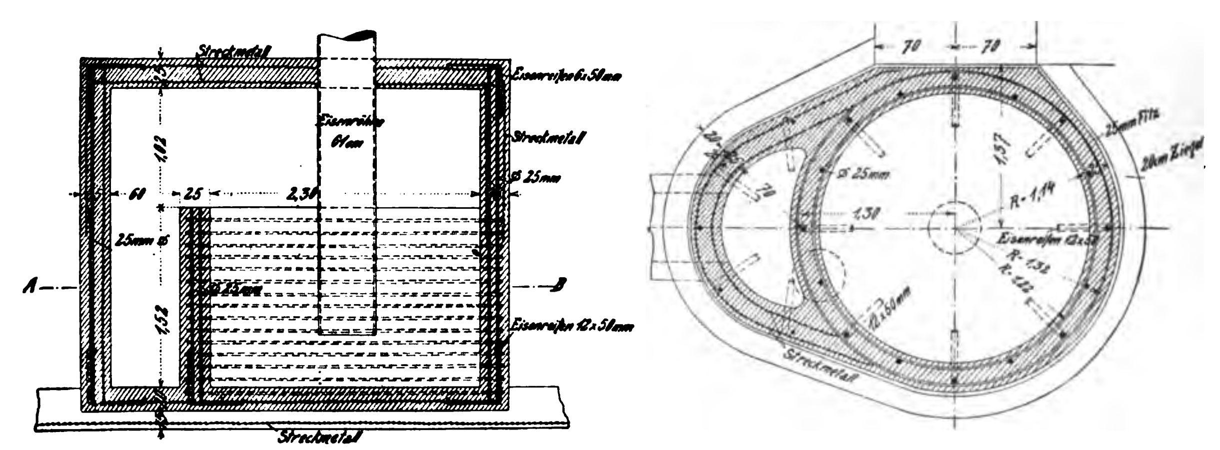


Abb. 88. Heißwasserkasten für eine Kondens-Dampfmaschine.

ausgeführt. Abb. 88 zeigt den Vertikal- und Horizontalschnitt durch den Kasten. Der 5 Fuß hohe Teil, in welchen das Rohr einmündet, hat einen Durchmesser von 2,286 m

[1]) The Engineering Record 1904. 19. Nov.

und ist mit dem Heißwasser angefüllt. Der anschließende Teil ist eiförmig. Die Sohle ist 20 cm stark, die Seitenwände und Decke 25 cm. Die Armierung des unter Wasser stehenden Teiles besteht aus 25 mm vertikalen und horizontalen Ransome-Eisen. Die Wände der übrigen Teile sind mit Streckmetall armiert.

Am Deckel des Kastens ist ein zweites Rohr an-

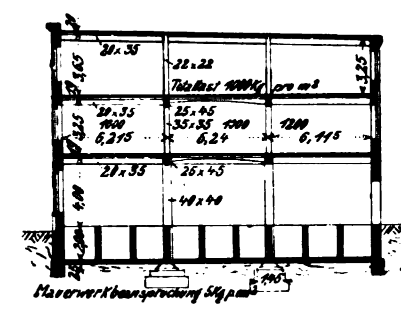






Abb. 89. Abb. 90.
Gerberei-Anlage in Heerdt bei Neuß.

gebracht, durch welches der Überschuß an Dampf abgeleitet wird. Schließlich ist im eiförmigen Überlauf ein Abschlußrohr angebracht.

Die Ausführung erfolgte von der Firma Tucker u. Vinton, Ing. in New-York.

Von den zahlreichen Ausführungen seien hier erwähnt:

Gerbereianlage in Heerdt bei Neuß, von der Betonbau-Unternehmung Carl Brandt in Düsseldorf ausgeführt (Abb. 89 und 90).

Bassins aus Beton mit Streckmetalleinlagen für Herrn P. Büscher in Münster, ausgeführt von der Firma Schüchtermann u. Kremer, Dortmund.

Eierzisternen im Etablissement A. Medak in Wien, ausgeführt von N. Rella u. Neffe.



Abb. 91. Kufen für Papierstoff.



Abb. 92. Behälter in der Celluloidfabrik zu Qyonnax.

Behälter für die Porzellanfabrik in Carouche (Schweiz), nach System Hennebique. Zur Aufbewahrung von Fayancepasta wurde eine größere Anzahl von Behältern in Eisenbeton hergestellt. Die Behälter fassen 2800 l und sind 2 m hoch.

Behälter zur Aufbewahrung von Milch in Hannèche (Belgien). Für eine Meierei in Hannèche in Belgien wurden Eisenbetonbehälter für Milch hergestellt.

Die Ölbehälter in Chantenay bei Nantes haben eine Länge von 3 m, eine Breite von 1,60 m und eine Höhe von 1,60 m.

Kufen für Papierstoff für die Sté Gle des Papeteries du Limousin (Abb. 91).

Gerbereikeller in La Suze (Sarthe).

Glyzerinbehälter in Boulogna. Eigentümer Herr Mezzanotte.

Glasgedeckter Behälter zur Aufbewahrung von Öl (System Piketty). Derselbe ist ein rechteckiger Behälter, dessen Wandungen doppelt armiert sind. Die Ecken sind, mit Rücksicht auf die Möglichkeit einer Verbiegung der Wände nach zwei verschiedenen Richtungen, mit besonderer Sorgfalt durchgebildet.

Abb. 92 zeigt einen Behälter in der Celluloidfabrik zu Qyonnax (Savoyen).

Behälter für Frischlauge aus Eisenbeton mit Bleiplattenverkleidung, Inhalt 600 m³. Ausgeführt in Krems (Steiermark) von der Firma A. G. f. Betonbau Diss u. Co.

E. Kellereien.

Weinbehälter aus Eisenbeton.

Derartige Bauten wurden zuerst in Frankreich, insbesondere in den weingesegneten Arrondissements Gironde und Libourne ausgeführt. Wie sehr die Ansichten über die Eignung des Eisenbetons für Weinbehälter auseinandergehen, zeigt am besten eine am 12. Februar 1903 einberufene Enquête.

Herr Bussier berichtet: Wir sind zunächst nur den Tatsachen nachgegangen, denn um sicherzustellen, wie sich Wein in Betonbehältern verhält, genügen nicht Kostproben, sondern müssen mindestens einjährige Beobachtungen angestellt werden. Wenn man den Wein mit dem Mauerwerk in Berührung bringe, so bekomme er einen unangenehmen Geschmack, den man aber vermeiden oder wenigstens vermindern kann, wenn man den Keller vor der Ingebrauchnahme mit Wasser füllt und dieses öfter wechselt, oder indem man die Wände mit einem Mörtel aus Pottasche oder einem Wasserglasanstrich versieht, oder aber eine Auskleidung mit Glasplatten vornimmt.

Die Anwendung des Wasserglases sei mit Unannehmlichkeiten verbunden, indem weißer Wein gebräunt und der Anstrich vom Weine angegriffen wird, so daß dessen Erneuerung alle 2 bis 3 Jahre zu erfolgen habe. Eine Verkleidung mit Glastafeln gibt dem Wein keinen nachträglichen Geschmack, jedoch sollen häufig hinter der Verkleidung Hohlräume entstehen, die bei der nächsten Füllung zu Fäulniserscheinungen führen. Um den Wein gut geraten zu lassen und sicher aufzubewahren, gebe es nichts besseres als die altüblichen, allerdings teureren Eichenfässer. Dementgegen sei festzustellen, daß viele Weingartenbesitzer ihren Wein in Zementbehältern aufbewahrt hatten, ohne eine Klage führen zu müssen; doch beschränke sich diese Anwendung auf die gewöhnlichen und mittleren Weinsorten, während bei den Feinweinen diese Behälter noch nicht zur Anwendung gekommen sind. In kalten Jahren werde die Gärung eine langsame sein und es stehe zu befürchten, daß sie sich unvollkommen vollziehe, während in warmen Jahren dafür Sorge getragen werden müsse, daß die Behältnisse bedeckt bleiben, weil der Zement rasch die Hitze aufnehme und die Gärung zum Stillstande bringe, ehe sie vollendet sei. Übereinstimmend werde von den Besitzern bestätigt, daß sich sowohl Weiß- als Rotwein gut halte, manche loben die Zementbehälter, weil sie keine Erhaltungskosten erheischen und nehmen die größere Zeitdauer, die der Inhalt zur Abklärung bedarf, gern in Kauf. Der größere Zeitbedarf bis zur Abklärung erkläre sich aus der Undurchlässigkeit der Wände für Luft; der Wein sei wie in einer Flasche aufbewahrt.

Auschließend an diese Mitteilungen sei auszugsweise aus einer französischen Zeitschrift für Weinkellerei, in welcher die größten Ausführungen dieser Art in Frankreich und Algier beschrieben sind, berichtet: Der Zement, welcher die Verkleidung der meisten Weinbehältnisse bildet, hat den Nachteil, insbesondere anfangs vom

Weine angegriffen zu werden. Man benutzt deshalb diese Behälter nur für gewöhnliche Weinsorten und für die erste Kellerung. Nur wenige Kellereibesitzer lassen den Wein das ganze Jahr über in diesen Behältnissen, so daß eigentlich die Frage. wie sich der Wein bei längerer Aufbewahrungsdauer verhalte, immer noch offen bleibt. Man teilte den Fall mit, daß ein siebengradiger Wein, der in eine neue Zisterne eingelagert wurde, nach wenigen Monaten ganz zersetzt war. Der große Vorteil dieser Kellereien liegt im geringen Raumausmaß, das sie benötigen, ferner in der Bequemlichkeit bei der Arbeit und im Entfall der Erhaltungskosten. Nehmen wir als Typ einen Kubikinhalt von 100 hl an und sehen von den sonstigen Kosten der Kelleranlage ab, so stellen sich die Preise:

gewöhnliche Holzfässer	50 Kronen für 1 m³
Eisenbetonbehälter ohne Auskleidung .	40 „ „ 1 „
Eisenbetonbehälter mit Glasauskleidung	60 „ „ 1 „
Eichenfässer	60 bis 70 Kronen für 1 m³.

In einem Aufsatze der Zeitschrift „Le béton armé“ (Nr. 61, Juni 1903) wird beklagt, daß Herr Bussier die früher erwähnte Enquête sehr oberflächlich geführt habe. Die Behauptung, daß die Berührung des Weines mit Zement einen unangenehmen Geschmack gebe, sei ebenso unrichtig, wie die Behauptung von der Bräunung des Weißweines. Herr Volontat versichert, daß sich sein Wein immer frisch und besser als in Holzfässern bewahrt habe. Es komme hauptsächlich die Qualität des verwendeten Zementes in Betracht, und es sind alle Meinungsverschiedenheiten auf diesen Punkt zurückzuführen. Wenn der Verputz aus gutem Portlandzement und quarzreichem Sande, wie es gewöhnlich der Fall ist, hergestellt wurde, so übt er keinen schädlichen Einfluß auf den Wein aus. Zur Vorsicht hat man dem Verputz 20 vH. Weinstein beigesetzt. Wenn aber natürlicher Zement mit Kalksteinsand benutzt wird, so bekomme der Wein einen nachteiligen Geschmack bezw. eine Verfärbung und man muß zur Glasverkleidung der Wände schreiten.

Die Herren Professoren Boufford und Bouring von der landwirtschaftlichen Schule in Montpellier empfehlen eine Schicht von Paraffin, die billiger ist und denselben Zweck wie die Glasverkleidung erfüllt.

Bussier sagt, daß die Aufbewahrung nicht besser sei als in Eichenfässern, und bemerkt an anderer Stelle, daß sich viele Weingartenbesitzer über ihre Zementbehälter nicht zu beklagen hätten. Jedenfalls hätte er noch hinzuzufügen, was Herr Latrille jun. am 30. Januar 1902 aus Bordeaux schrieb:

„Meine 250 Behältnisse mit zusammen 20 000 hl Inhalt haben neben der Bequemlichkeit und Reinlichkeit des Betriebes den großen Vorteil, die bei Holzfässern vorkommenden Verluste durch Ansaugen auf Null herabzudrücken und den Wein ohne Überfüllen gut aufzubewahren. Ich ziehe deshalb diese Aufbewahrungsart jeder anderen vor.“

Was die Behauptung des Herrn Bussier bezüglich der Temperatureinflüsse anlangt, genügt es, darauf zu antworten, daß diese Kellereien nie der Sonnenhitze oder der strengen Kälte ausgesetzt zu sein brauchen. An und für sich schützen die Zementbehältnisse in weit besserem Maße vor Temperatureinflüssen als Holzkufen. Der vom Berichterstatter Herrn Bussier zitierte Fall dürfte sich auf Sorglosigkeit zurückführen lassen, wie dies alljährlich auch bei Holzkufen beobachtet werden kann.[1])

Nachfolgend seien einige typische Ausführungen von Weinbehältern erwähnt:

[1]) Über Weinbehälter berichtet auch „Il Cemento“ 1904, August, Nr. 4.

Weinkellerei der Firma Latrille fils in Bordeaux. System Hennebique. Architekt L. Beaudin.

Die Eisenbetonkonstruktion ermöglichte hier die beste Raumausnutzung: es sind 20 000 hl Wein auf 966 m² Grundrißfläche untergebracht worden.

Die Anlage besteht aus 52 Kufen, nach System Hennebique hergestellt, deren jede 400 hl faßt. Mehrere Kufen sind zu einer Gruppe vereinigt und ruhen, von kurzen armierten Pfeilern getragen, auf einer gemeinsamen Fundamentplatte auf (Abb. 93 u. 94).



Abb. 93.
Einblick in die Weinkellereien der Firma Latrille fils in Bordeaux.

Die Decke der Kufen, sowie jene der Zwischengänge sind in Eisenbetonkonstruktion ausgeführt und bilden, bedeckt mit einer 25 cm starken Erdschicht, den Fußboden des Obergeschosses. Diese Decke ist für eine Belastung von 1500 kg/m² berechnet. Das Obergeschoß dient zur Ablagerung von Fässern, die in 4 Schichten übereinander geschichtet sind. Bei Vollbelastung des Kellers hat die armierte Sohlenplatte 6 300 000 kg, das ist $\frac{6\,300\,000}{9\,660\,000} = 0{,}652$ kg für 1 cm² Bodenfläche aufzunehmen. Die Innenseiten der Kufenwandungen sind mit 4 bis 6 mm starken Glasplatten bedeckt, welche insgesamt 3500 m² bekleiden.

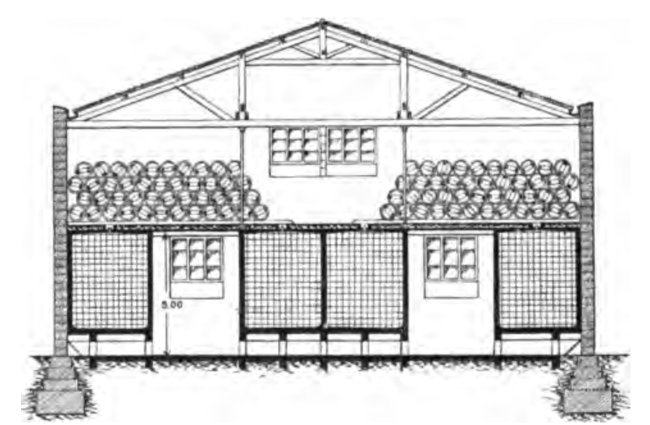


Abb. 94. Schnitt durch die Kellerei.

Die Kufen sind untereinander durch 2 kupferne Rohrschläuche verbunden, welche mit Absperrhähnen für jede Kufe versehen sind. Die Übertragung des Weines aus einer Gruppe in eine andere, jenseits des Verbindungsganges gelegene, geschieht durch biegsame Schläuche, welche an die Kupferrohre angeschlossen werden. Diese Anordnung gestattet die Verbindung einer Kufe mit jeder beliebigen anderen, welche Manipulation für die Erreichung einer gleichmäßigen Weinsorte wichtig ist. Das Überpumpen des Weines geschieht durch eine Dynamomaschine.

Bei der Füllung der Kufen werden die Saugrohre der Pumpe in die zu entleerenden Fässer gesenkt und das Pumpwerk in Betrieb gesetzt. Bei der Entleerung

der vollen Kufen genügt nach Herstellung der Schlauchverbindung das Öffnen des Hahnes, worauf der Wein in das Faß läuft. Alle diese Vorrichtungen vollziehen sich zur Freude des Kellereibesitzers mit der größten Raschheit und ohne die geringsten Verluste.

Weinkellerei der Firma Pellegry in Roquecourbe, Ande.

Diese Kellerei zeigt uns eine bedeutende und bemerkenswerte Anwendung des Eisenbetons. Die Anlage besteht aus einer Anzahl Kufen, welche auch „Weinamphoren" genannt werden (Abb. 95). Über diesen Kufen befindet sich ein Manipulationsraum von genügender Höhe. Der Keller ist durch eine Eisenbetonkonstruktion, welche eine Terrasse bildet, abgedeckt. Die Zufahrt zur Terrasse ist durch eine Rampe ermöglicht.

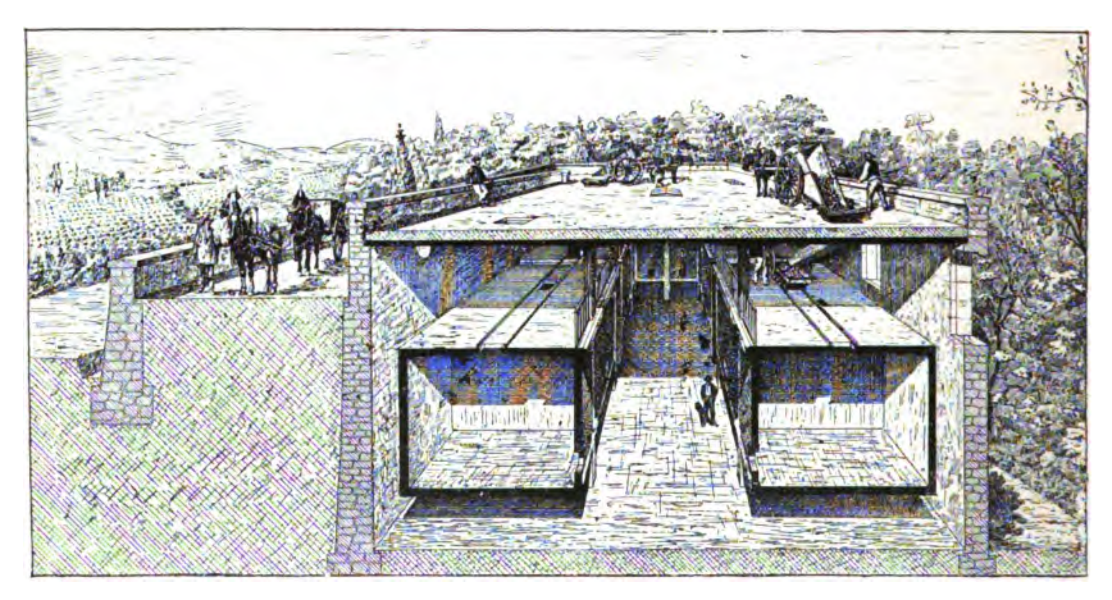


Abb. 95. Kellerei der Firma Pellegry in Roquecourbe, Ande.

Die Kufen mit einem Fassungsraum von je 550 hl haben die Form eines Parallelepipedes und sind untereinander durch Rohrleitungen verbunden. Die Sohle ruht auf 1,15 m hohen Pfeilern. Diese Form und Anordnung der Amphoren gestattet die denkbar beste Raumausnutzung und eine einfache Handhabung. Die Wände und Sohlen haben eine Stärke von 20 cm, die Decke der Kufen ist voutenförmig ausgebildet. Die Rippendecke des Kellers ist mit einer 20 cm starken Erdschicht bedeckt. Die Innenflächen der Kufen sind mit Zementmörtel verputzt und haben dem Zwecke dieser Anlage — Gärung des Mostes und der Aufbewahrung des fertigen Weines — in klageloser Weise entsprochen.

Die Terrasse hat eine Länge von 40 m, eine Breite von 14 m und ist 2,5 m über den Kufendecken angeordnet. Sie wird von den Umfassungsmauern und von Säulen, die in der Vorderwand der Kufen stehen, getragen. Durch diese Anordnung wird die Breite von etwa 14 m in drei gleiche Teile geteilt. Die 10 cm starke Deckenplatte ist durch Rippen verstärkt und hat auf ihrer Oberfläche einen wasserdichten Anstrich erhalten. Die in der Decke angebrachten Öffnungen dienen zur Belichtung des Kellers und zur Bedienung der Kufen. Auf der Terrasse anfahrende Kippkarren entleeren den Inhalt in diese Öffnungen, wo er vermittels Rutschen in

den Keller gelangt. Auf diese Weise wird die Weinernte am einfachsten und raschesten untergebracht. Der Anbau des Kellers an einen Hügelhang gestattete die Anlage einer Zufahrtrampe, die zum Dach führt; durch die versenkte Lage des Kellers wurde eine gleichmäßige Temperatur erzielt.

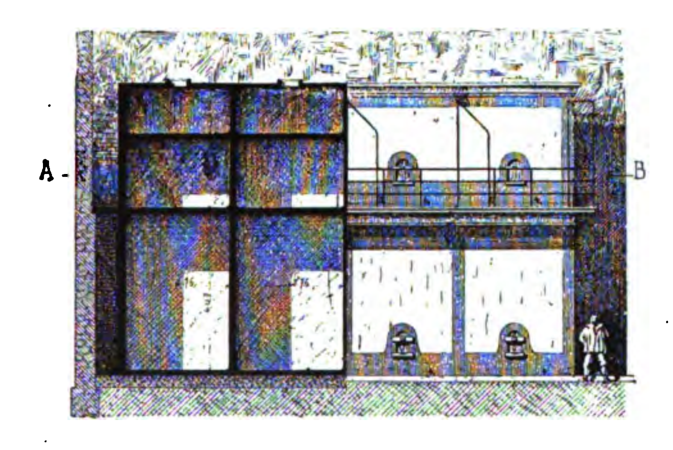
Betrachten wir einen Streifen des Kellers von 14 m Breite und 4,1 m Tiefe, welcher 2 Kufen mit 1200 hl Inhalt faßt, so stellen sich die Kosten dieses Streifens wie folgt:

Keller-Mauerwerk: $8 \times 4{,}10 \times (0{,}50 + 0{,}70) = 39{,}40$ m³ zu 12 Francs	=	472,80 Francs
Tischlerarbeit: eine Tür	=	30,— „
Kufen in Eisenbeton: 1200 hl zu 5 Francs	=	6000,— „
Decke der Terrasse s. Beschüttung u. Anstrich: 57,5 m² zu 25 Francs	=	1335,— „
	zusammen	7937,80 Francs

das ist für 1 hl Nutzinhalt $\frac{7937{,}8}{1200} = 6{,}61$ Francs, woraus man ersieht, daß die Kosten für 1 hl Nutzinhalt bedeutend geringer sind als bei den alten Anlagen. Die Kellerei ist nach System Hennebique ausgeführt.

Keller mit Weinamphoren des Herrn Volontat in Saint-Couat, Ande.

Durch die Anordnung der Amphoren in 3 Etagen gelang es hier, 2500 hl Wein auf einer Grundfläche von 41 m² unterzubringen (Abb. 96 u. 97). Ein ringsum





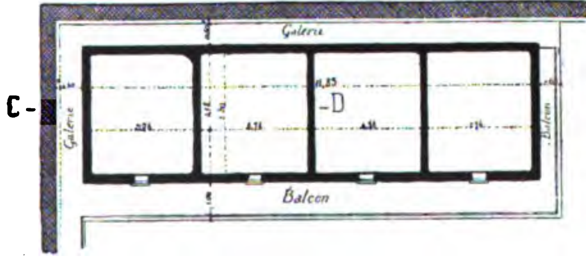


Abb. 96.
Kellerei mit Weinamphoren in Saint-Couat, Ande.

führender Balkon erlaubt die einfache Bedienung. Die Füllung der untersten Kufen geschieht mittels Rutschen, welche bis zum Balkon reichen.

Die Anlage dient hauptsächlich zur Aufbewahrung des fertigen Weines, könnte aber auch zur Gärung der Weinlese benutzt werden. Die Innenflächen der Kufen sind einfach mit Zementmörtel verputzt und wurden mit einer Lösung von 20 vH. Weinsteinsäure gewaschen. Herr Volontat versichert, daß sich der das ganze Jahr

über aufbewahrte Weißwein frisch, gut und besser als in Holzfässern erhalten hat, was um so bemerkenswerter sei, als die Temperatur in den Amphoren immer eine niedrigere war als in den Holzgebinden.

Bei der Annahme, daß 1 m² Grundfläche 30 Francs wert ist, muß dieser Preis mit Rücksicht auf die nötigen Gänge, welche etwa ein Drittel des Grundrisses ausmachen, auf 50 Francs erhöht werden.

Somit:

41 m² Grundfläche zu 50 Francs . . .	=	2 050 Francs
Kufen für 2500 hl zu 5 Francs . . .	=	12 500 „
	zusammen	14 550 Francs

für 1 hl: $\frac{14\,550}{2500} = 5{,}82$ Francs.

Nach der alten Anlage wären 6 Holzfässer mit $6 \times 4{,}15^2 = 102$ m² Grundrißfläche nötig; deren Kosten würden sich daher belaufen auf:

102 m² Grundfläche zu 50 Francs	=	5 100 Francs
2500 hl Holzfässer zu 7 Francs	=	17 500 „
Fundation . .	=	600 „
	zusammen	23 200 Francs

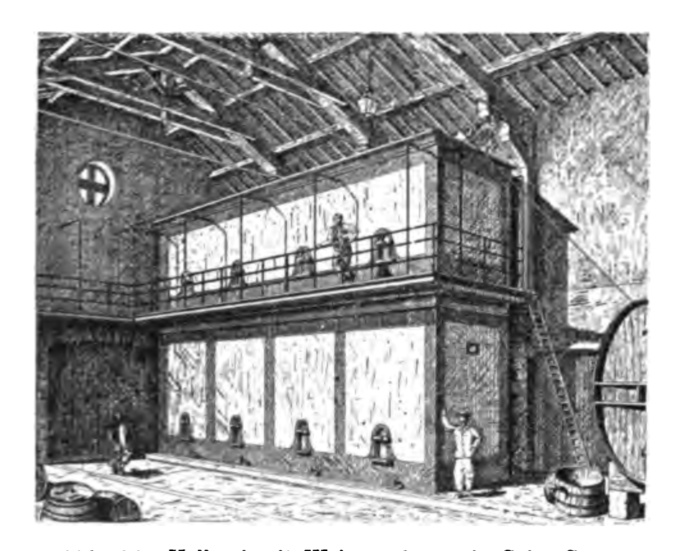


Abb. 97. Kellerei mit Weinamphoren in Saint-Couat.

Die Kosten für 1 hl Nutzinhalt sind hier:

$\frac{23\,200}{2500} = 9{,}28$ Francs.

Die Ersparnis beträgt somit $9{,}28 - 5{,}82 = 3{,}46$ oder rund 3,5 Francs für das Hektoliter Nutzinhalt. Dabei ist zu bemerken, daß die Herstellungskosten der hölzernen Bedienungsböden, welche über den Fässern angeordnet werden, nicht berücksichtigt wurden. Die Anlage ist nach System Hennebique ausgeführt.

Kellerei des Herrn Cuillé in Théza.

Die Gründe, welche hier zur Anwendung des Eisenbetons führten, sind:

1. die geringen Anlagekosten,
2. die große Fassungsfähigkeit bei geringer Grundfläche,
3. der Entfall der Erhaltungskosten.

Die Ausführung, welche auf einer mächtigen Fundamentplatte auf sumpfigem Terrain erbaut wurde, faßt 4600 hl in Unterteilungen zu 350 bis 400 hl Inhalt. Die Decke dient als Bedienungsboden und ist für 300 kg/m² Belastung konstruiert. Die Innenflächen wurden mit Portlandzementmörtel verputzt, welcher die Ablagerung von Weinstein begünstigt, dessen Verkauf allein schon den ganzen Keller bezahlt machte. Die Gärung geschieht in regelmäßiger Weise, ohne daß die Qualität des Weines leidet; bezüglich seines Geschmackes gehen die Meinungen auseinander. Die Anlage wurde nach System Hennebique ausgeführt.

Weinkellerei des Herrn Ed. Bartissol in Sétubal, Portugal.

Die Anlage besteht aus 11 Weinkufen mit einem Gesamtinhalte von 9680 hl und einer Grundrißfläche von 286 m², so daß 1 hl Nutzinhalt einer Bodenfläche von 0,0296 m² entspricht (Abb. 98, 99 u. 100) und wurde von den Ingenieuren Boullanger u. Schuhl ausgeführt.

Die einzelnen Kufen haben einen Nutzinhalt von 600 bis 1080 hl; Sohle und Wandungen sind in Eisenbeton ausgeführt, die Innenflächen mit Portlandzementmörtel verputzt.

Die 10 cm starke Sohle ist mit einem gekreuzten Netz von 8 mm-Rundeisen von 20 cm Maschenweite armiert. Die Seitenwandungen, welche an den Umfassungs-

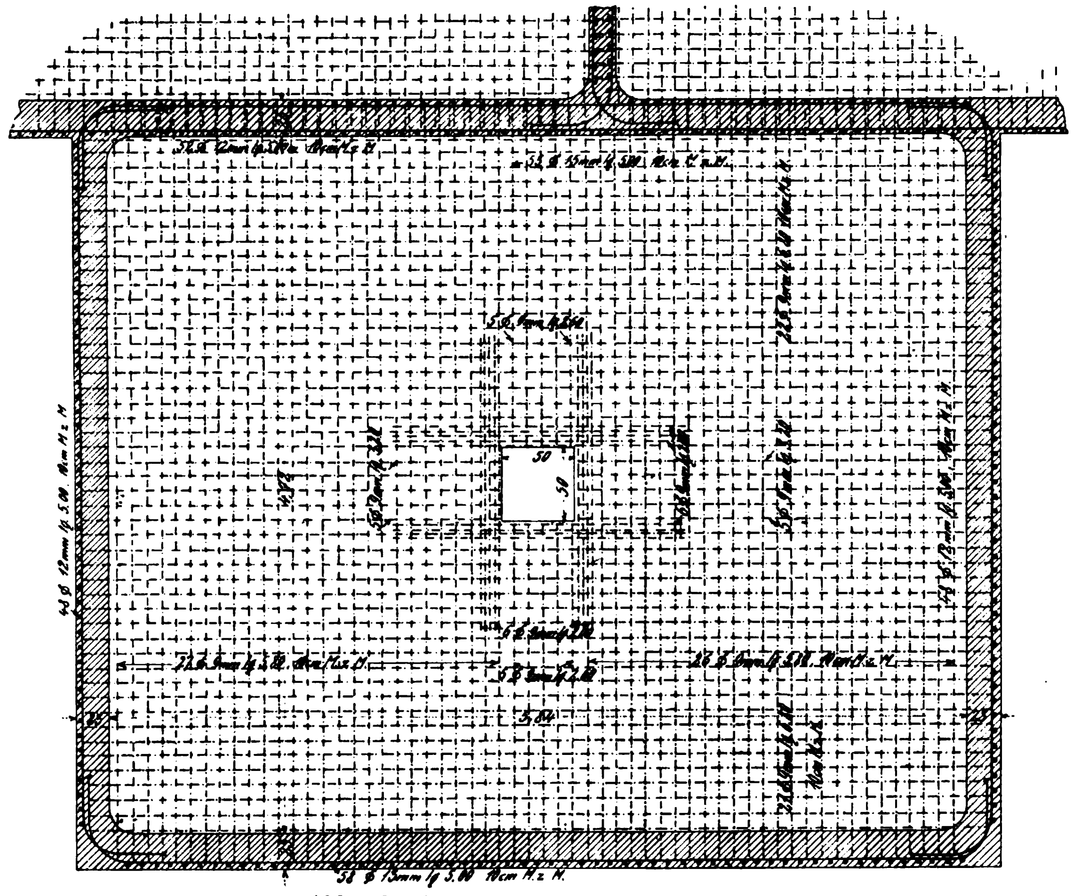


Abb. 98. Armierungsdetail einer Weinkufe.

mauern Anlehnung finden, sind am Fuße 27 bis 30 cm und beim Anschluß an die 4 m über der Sohle angeordnete Decke 19 bis 22 cm stark. Die Armierung derselben besteht aus 10 Stück 12 mm vertikalen Rundeisen für 1 lfd. m Umfang, welche nächst der Außenseite angeordnet sind. Die horizontalen Verteilungsdrähte sind mit einer Maschenweite von 10 cm angebracht.

Die Scheidewände zwischen den einzelnen Kufen sind am Fuße 32 bis 35 cm und nächst der Decke 24 bis 25 cm stark. Entsprechend der wechselnden Wirkung der äußeren Kräfte sind diese beiderseits, in gleicher Weise wie früher beschrieben wurde, armiert. Die Verteilungsstäbe übergreifen sich in den Ecken und sind etwa 40 cm in die Nachbarwand geführt.

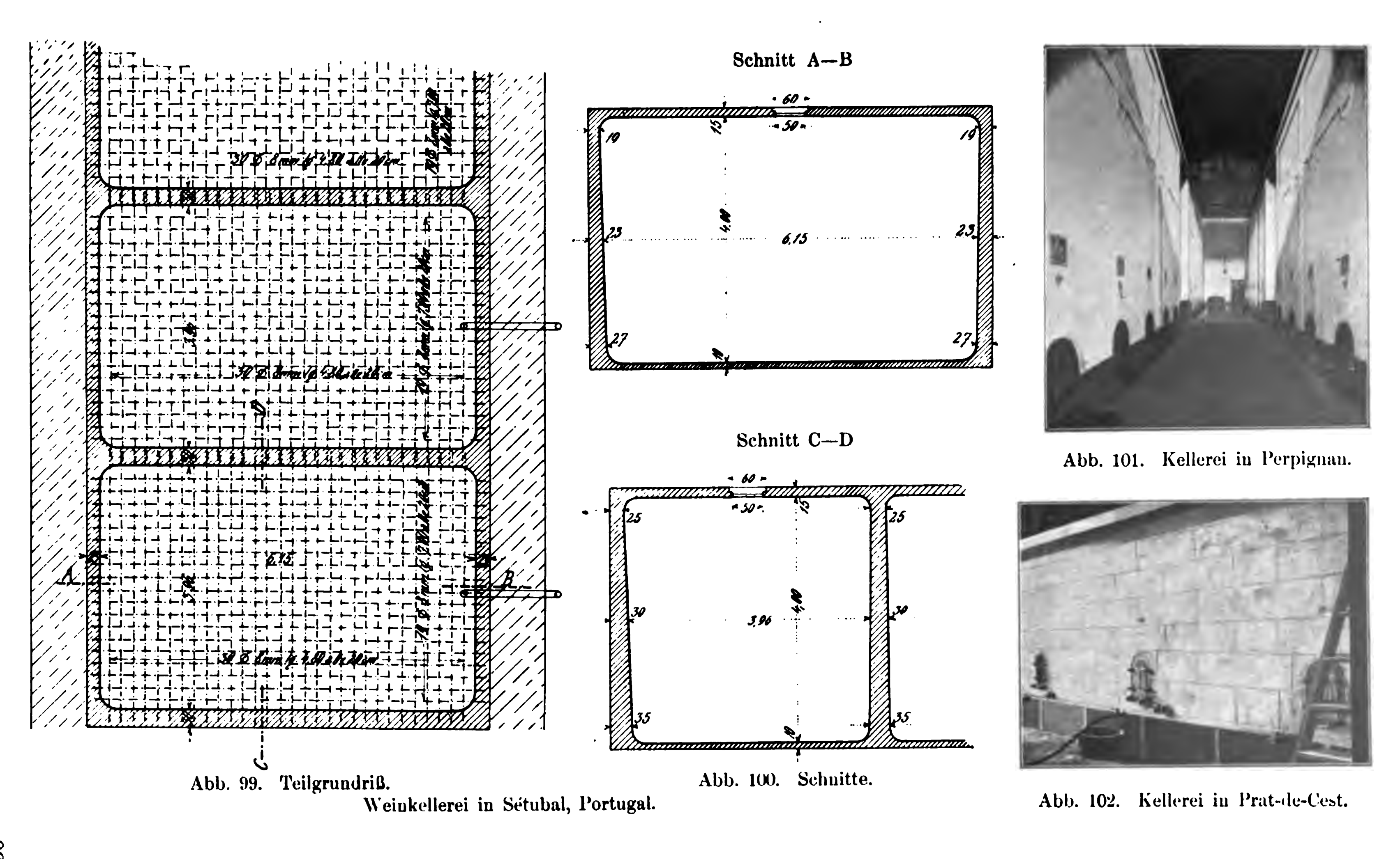


Abb. 99. Teilgrundriß.
Weinkellerei in Sétubal, Portugal.

Abb. 100. Schnitte.

Abb. 101. Kellerei in Perpignan.

Abb. 102. Kellerei in Prat-de-Cest.

Die durchweg 15 cm starke Decke ist mit einem gekreuzten Netz von 10 cm Maschenweite armiert, der Durchmesser der Rundeisen beträgt bei den kleinen Kufen 8 mm, bei den großen 9 mm. In der Mitte jeder Decke ist eine quadratische Öffnung von 50/50 cm Seitenlänge angeordnet, die mit einem Deckel versehen ist.

Abb. 101 zeigt den Einblick in die Kellereien des Herrn Talairach in Perpignan, welche 23 500 hl fassen.

In Abb. 102 ist eine Kellerei zu 6 Kufen mit zusammen 1700 hl des Herrn Duffour de la Vernède in Prat-de-Cest, Narbonne zur Darstellung gebracht.

In ähnlicher Art wurden eine Weinbehältergruppe für die Société vinicole in Paris und eine Kellerei mit 52 Kufen zu je 400 hl Inhalt in Bordeaux hergestellt.

Weinbehälter von 200 hl Fassungsraum.

Dieser Keller wurde von den Herren Chapuis fils in Bercy nach System Coignet entworfen. Derselbe wurde in 5 Abteilungen zu je 400 hl hergestellt. Die Innenabteilungen haben eine Stärke von 16 cm und sind mit Rücksicht auf die wechselnde Inanspruchnahme bei voller oder leerer Nachbarkammer doppelt armiert. Die äußere Umfassung ist mit vertikalen Rippen versehen.

Zwillings-Weinbehälter.

Die horizontale Sohle ist nach beiden Richtungen mit 8 R.-E. 8 mm für 1 lfd. m armiert. Die gleiche Ausbildung zeigt die Decke, nur wurden hier 6 mm-Rundeisen verwendet. Die Umfassungswände sind im horizontalen und vertikalen Sinne mit 12 mm-Rundeisen armiert, die ein Netz von 12 cm Maschenweite bilden und an die Außenseite verlegt wurden. Die Scheidewand ist mit Rücksicht auf die mögliche Entleerung einer Kammer doppelt armiert. In den Ecken der Umfassungswand wurde eine zweite Armatur angebracht, welche der Einspannung Rechnung trägt.

An dieser nach System Boussiron hergestellten Arbeit ist die Ausführung mit den einfachsten Mitteln bemerkenswert, indem man ohne Anwendung von Profileisen die Aufgabe löste. Die Verbindung der Stoßenden erfolgte durch Umschnürung mit Bindedraht, welcher sich in die Kerben der zu verbindenden Stäbe legte und das Gleiten des Eisens verhindern soll.

Weinzisternen für die Firma Félix Potin u. Cie. in Pantin.

Die Anlage umfaßt 16 Kufen mit einem Gesamtinhalte von 1 000 000 Liter. Hier war eine bedeutende Erdbewegung nötig, da die Sohle 5 m unter dem Gelände liegt. Die Arbeit wurde am 1. September in Angriff genommen und die Kufen unmittelbar nach ihrer Fertigstellung am 25. Dezember in Gebrauch genommen. Eine Kühlhalle mit den nötigen Ablaßhähnen trennt die beiden Kufenreihen. Die Decke ist wegen der bedeutenden Erdlast 30 cm stark. Die Scheidewände sind symmetrisch mit 20 mm-Rundeisen armiert und entsprechend verbunden. An die Innenseite der Kufen wurden 24/24 cm-Glasplatten in Zementmörtel verlegt.

Die Weinbehälter der Firma M. Fontan wurden, wie die eben beschriebenen, nach System[1]) Saint-Denis ausgebildet.

Weinbehälter der Firma Söhnlein u. Co. in Schierstein.[2])

Auch die deutschen Winzer erkennen die Vorteile der Eisenbetonbehälter. Nicht allein daß die Anschaffung der Weinfässer ein großes Kapital verschlingt, kommen

[1]) Der Ausdruck „System" ist hier beibehalten worden, obwohl er mangels einer tieferen Begründung dem „erbaut von" gleichbedeutend ist.

[2]) Zement und Beton 1904.

hier noch die Instandhaltungskosten und die große Sorgfalt, welche angewendet werden muß, um das teure Faßmaterial in brauchbarem Zustande zu erhalten, in Betracht. Zudem wird durch die runden Fässer der zu Gebote stehende Lagerraum recht mangelhaft ausgenutzt, während bei der Anlage von rechteckigen Behältern, welche aber aus technischen Gründen nicht aus Holz hergestellt werden können, die denkbar günstigste Raumausnutzung erzielt werden kann.

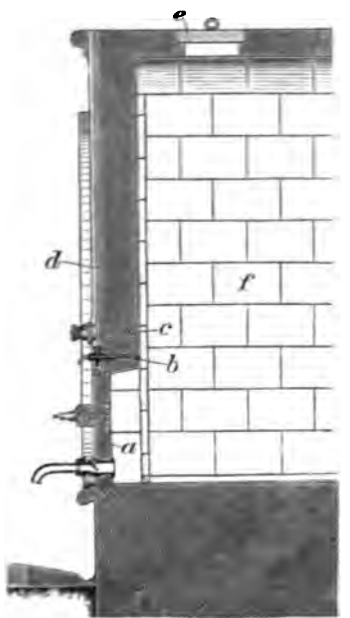
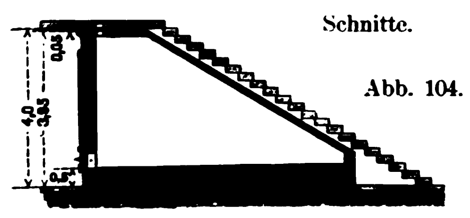
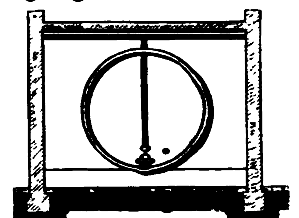


Abb. 103. Einzelheiten.

Die Abb. 103 u. 104 stellen einen solchen Behälter dar, welcher in den Kellereien der bekannten Firma Söhnlein u. Co. in Schierstein in Eisenbeton ausgeführt worden ist. Der Behälter ist unter einer Treppe angelegt und macht somit einen Raum nutzbar, der unter anderen Umständen kaum zu gleichem Zwecke geeignet wäre.





Weinbehälter der Firma Söhnlein u. Co. in Schierstein.



Abb. 105. Weinkeller-Anlage H. Kunz-Trier während des Baues.

Die äußeren Abmessungen desselben sind 6,8 m auf 5,05 m bei einer größten Höhe von 3,95 m; sein Inhalt beträgt 900 hl. Die Abb. 104 zeigen den Querschnitt und die Ansicht des Behälters. Die Einzelheiten sind in Abb. 103 ersichtlich.

Die inneren Wandflächen sind mit Glastafeln *f* ausgekleidet, welche in eine dünne Mörtelschicht eingebettet sind. Die Glastafeln sind mit größter Sorgfalt rechtwinklig bearbeitet, so daß die Fugen kaum sichtbar sind. An der Stirnfläche ist unten eine konisch zulaufende Öffnung ausgespart, in welche ein entsprechend bearbeiteter, starker kreisförmiger Holzboden *a* paßt, in welchem die Ablaßvorrichtung sowie ein Revisionsventil angebracht sind. Außerdem befindet sich an der Vorderwand noch ein weiteres Ventil *c* und ein kleiner Probierhahn *b*, welcher mit einem Glasrohr *d* zur Erkennung des Flüssigkeitsstandes im Behälter versehen ist. In der Decke ist eine durch einen Holzdeckel *e* verschlossene Öffnung zum Nachfüllen vorgesehen.

Zu den früher angeführten Vorteilen kommt noch die Unempfänglichkeit der Glaswände gegen manche Gärungskeime, welche bei einmal benutzten Holzfässern erst sorgfältigste Reinigung und Schwefelung erfordern, wenn man nicht Gefahr laufen will, den neu einzufüllenden Wein von vornherein dem Verderben auszusetzen.

Abb. 105 zeigt die Weinkeller-Anlage H. Kunz, Trier, im Bau. Ausgeführt von Spezialgeschäft für Beton- und Monierbau Franz Schlüter in Dortmund.

Von der Spezialfirma für den Bau von Zement-Glas-Kellereien Rostock und Hoffelner in Klosterneuburg bei Wien stehen sowohl in Europa, als auch in Amerika Behälter und Kellereien für Wein, Spiritus, Fruchtsäfte, Öle, Branntwein, Bier, Spirituosen, Petroleum, Benzin und Laugen mit einem Gesamtinhalte von über 400 000 hl im Betrieb.

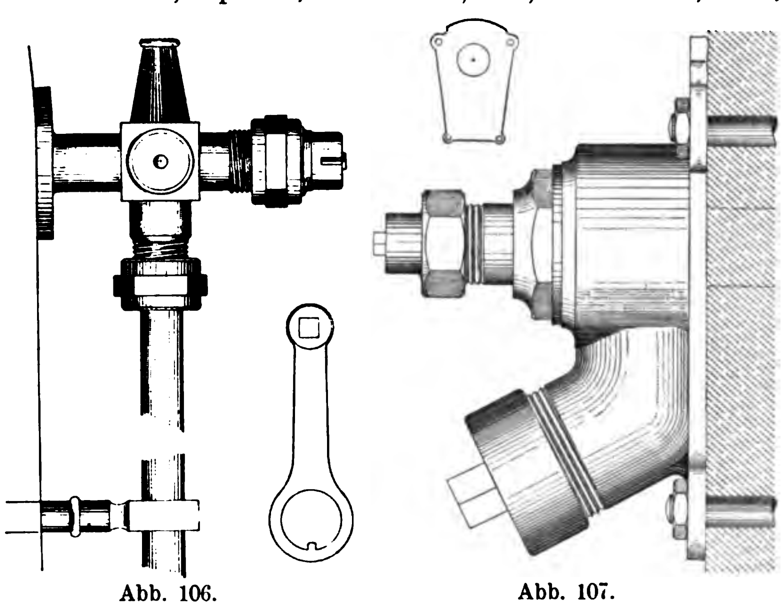


Abb. 106. Abb. 107.
Doppelverschlußventil und Kostpipe.

Die Behälter bestehen aus Eisenbeton, deren Armierung für jeden gegebenen Fall bestimmt wird. Das Mischungsverhältnis des Betons ist durchschnittlich 1 R.-T. Zement, 1 R.-T. Sand und 2 R.-T. Schotter. Alle Behälter erhalten ein 50 × 25 cm großes eichenes Einsteigtürchen, in welchem ein Klappenventil einmontiert ist, ferner eine Kostpipe mit Standrohr und Skala. Am Scheitel des Faßgewölbes ist ein luftdicht eingeschliffener Glasspund und behufs rascherer Entleerung an der Vorderwand noch ein Doppelverschlußventil angeordnet. Die Detailabbildungen 106 u. 107 zeigen das Doppelverschlußventil und die Kostpipe.

Von den zahlreichen Ausführungen dieser Firma sind in der Folge einige angeführt.

Anlage für 8000 hl Inhalt für die Debrecziner Wein- und Traubenbaugesellschaft.

Diese Anlage ist der Abb. 108 zu entnehmen. Sie besteht aus 14 Einzelbehältern

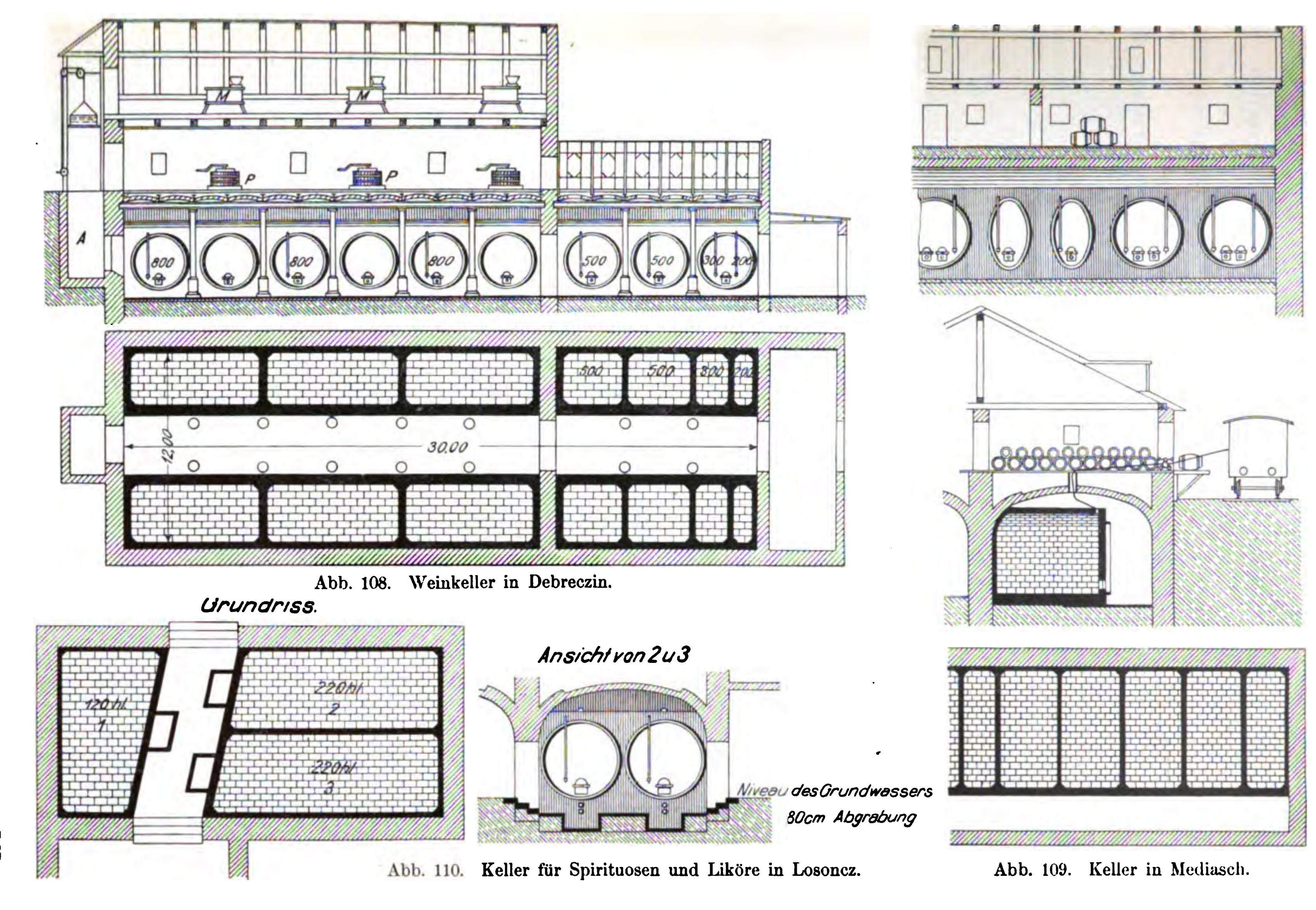


Abb. 108. Weinkeller in Debreczin.

Abb. 110. Keller für Spirituosen und Liköre in Losoncz.

Abb. 109. Keller in Mediasch.

von 200 bis 800 hl Inhalt. Am Ende des Mittelganges befindet sich ein Aufzug *A*, mit welchem die Trauben zu den unter dem Dachstuhl untergebrachten Mühlen *M* befördert, hier gequetscht und durch einen Schacht zu den Pressen *P* geführt werden. Von den Pressen wird der Wein, behufs Gärung, direkt in die Zementfässer geleitet.

Anlage für 3500 hl der Firma Czell u. Söhne in Mediasch (Abb. 109).

Dieselbe ist außer der fachgemäßen Ausbildung auch dadurch bemerkenswert, daß sie nur 8 m vom Schnellzugsgleise der Königl. ung. Staatsbahnlinie entfernt ist und der Beton auch in der Reihe der Jahre durch die kontinuierlichen Erschütterungen nicht im mindesten gelitten hat. Der Einbau erfolgte in einen bestehenden Keller.

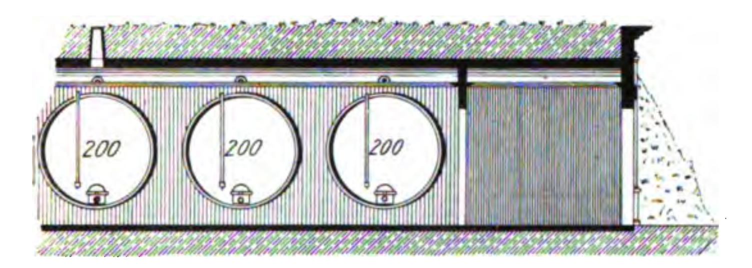
Der Wein klärt sich in diesen Zementglasfässern rascher und besser als in den früher dort lagernden Holzgebinden, in denen er stets trübe war.

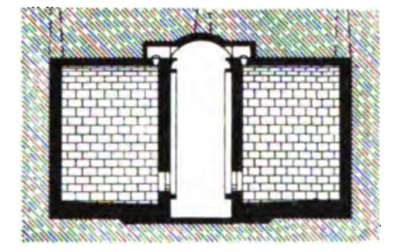
Anlage für Liköre und Spirituosen der Firma Herzog u. Kohn in Losoncz (Abb. 110).

Dieselbe ist 80 cm unter dem Niveau des Grundwassers gelegen. Der Raum vor den Fässern wurde nach Herstellung der Behälter trocken gelegt und blieb es auch bis jetzt. Die vor einigen Jahren erbaute Anlage bewährte sich tadellos.

Anlage für 6500 hl für das Weingut „Helvetia“ bei Keczkemet (Abb. 111).

Dieselbe wurde nach dem System „Kellerei ohne Mauerwerk“ ausgeführt. Sie wurde direkt in den Sandboden gebaut, die Rückwände der Behälter wurden über das Gelände hochgeführt und bilden die Fundamentmauern des über den Fässern aufgeführten Preßhauses. Längs der Vorderwände verläuft über den Glasspunden ein Monierschlauch *S*, welcher die entweichenden Gärgase in das Freie führt, wodurch der Aufenthalt im Keller auch während der Gärung ermöglicht wird.





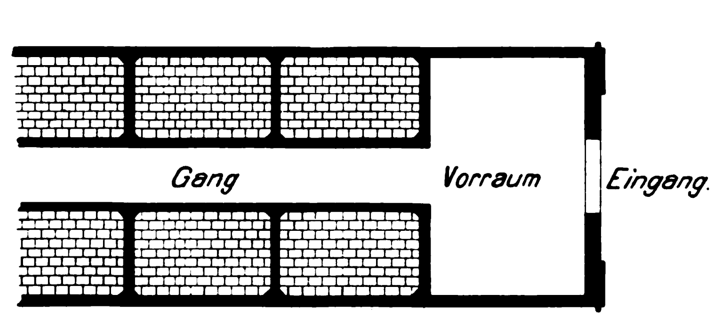


Abb. 111. Kellerei bei Keczkemet.

Anlage der Stadt Wien für 1500 hl in ihren Kellereien in Gumpoldskirchen.

Diese Anlage wurde auf eine Konstruktion von Walzeisenträgern gestellt. Nach der ersten Füllung im Herbste 1906 zeigten sich trotz der Belastung von 7000 kg/m² keinerlei schädliche Erscheinungen an den Faßfundamenten und den Wänden.

Von der Zweigniederlassung der auf S. 433 genannten Firma in Mendoza (Argentinien) wurden derartige Zementglasfässer für Sprit und Wein in Größen von 1000 bis 3000 hl Inhalt erbaut. Die Behälter wurden aneinandergereiht, so daß auf diese Weise ein zusammenhängender Betonkörper von 80 bis 100 m Länge und 10 m Breite gebildet wurde.

Die Anlagen sind stets im Gebrauch, wurden öfters gefüllt und entleert, doch haben die oft wechselnden, großen Spannungen im armierten Betonkörper keine nachträglichen Veränderungen hervorgerufen.

Gruppe II.

A. Holländer, Rührbütten, Wannen, Kübel und Viehtränken.

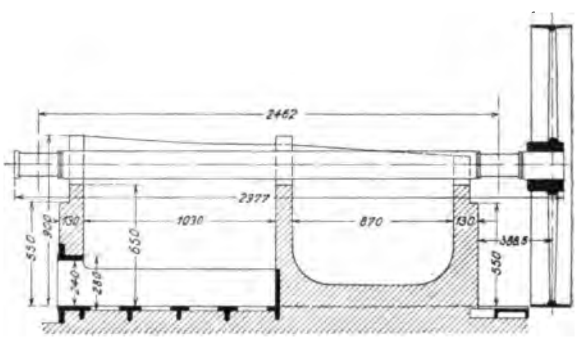
Wasch- und Mahlholländer in Eisenbetonkonstruktion.

Sowohl in der Papierfabrikation, als auch bei der Herstellung der Nitrozellulose gelangen Wasch- und Mahlholländer zur Anwendung, die bis vor kurzem in Holz oder Eisen hergestellt wurden. Gegen die Eisenbetonholländer wurde häufig der Einwand erhoben, daß sie nicht transportfähig sind. Dieser Einwand ist aber nicht gerechtfertigt, wenn man bedenkt, welche Kosten gewöhnlich mit der Versendung von schweren eisernen Wannen verbunden sind. Man denke nur an das lästige Ausbrechen von Gebäudemauern, den Bau von schweren Rüstungen usw. Das Befördern einer Holländerwanne ist auch sonst umständlich und sowohl für die damit betrauten Arbeiter wie für die Wannen selbst gefahrvoll. Da die Monierwanne stets an Ort und Stelle hergestellt wird, kommen ähnliche Umstände hierfür nicht in Betracht. Naturgemäß bedingt jede Ortsveränderung die Herstellung eines neuen Troges. Da dieser aber nur etwa halb soviel wie eine eiserne Wanne kostet und dadurch auch die ursprünglichen Anschaffungskosten des ganzen Holländers wesentlich niedriger sind, läßt sich obiger Einwand wohl nicht aufrecht erhalten.

Die Innenflächen solcher Eisenbetonwannen werden mit vorzüglichem Portlandzementputz versehen, welcher in einer Stärke von 1,5 bis 2 cm aufgetragen und „glatt verrieben“ aber nicht „blau gebügelt“ werden darf. In den Fabriken der Neusiedler Aktien-Gesellschaft für Papierfabrikation in Wien werden jene Behälter, deren Innenflächen mit Alaun oder Säuren in Berührung kommen, mit Kacheln, die in Asphalt verlegt sind, ausgekleidet. Durch diese Verkleidung wird die Gesamtstärke der Wand nicht vergrößert. Für feinere Papiersorten ist diese Auskleidung immer vorteilhaft, für geringere Papiersorten wird man sie entbehren können. Die ovalen Wannen sind in der Regel 3,5 bis 4 m lang, 1,8 m breit, etwa 0,9 m hoch und besitzen eine vertikale Zwischenwand, welche die kurzen Seiten des Behälters nicht erreicht. Die Holländer dienen entweder zum Waschen oder zum Zerkleinern des „Stoffes“ und sind dementsprechend eingerichtet.

Ein Waschholländer zeigt folgende Einrichtung: an den Seitenwänden sind Lager für eine horizontale Antriebswelle angebracht, welche auf einer Seite der Zwischenwand ein Schaufelrad besitzt, durch welches die Holländerfüllung in kreisende Bewegung versetzt wird. Um die Feststoffe der Flüssigkeit zu zwingen, an der Bewegung teilzunehmen, besitzt der Boden des Holländers dem Flügelrade gegenüber eine Erhöhung — den „Kropf“. Von einer Leitung fließt während dieses Vorganges Wasser zu, welches durch eine mit einem Siebe versehene Bodenöffnung der anderen Abteilung der Wanne abfließt. Durch die stete Erneuerung des Wassers und die Tätigkeit des Schaufelwerkes wird der „Stoff“ gewaschen.

Holländer, die zur Zerkleinerung des Stoffes dienen, heißen Schneide- oder Mahlholländer (Abb. 112). Dem Prinzip nach gleichen sie den Waschholländern, unterscheiden sich jedoch von diesen dadurch, daß statt des Kropfes ein mit parallelgestellten scharfen Stahlklingen versehenes „Grundwerk" am Boden des Behälters angeordnet und die Flügelwelle durch eine Messerwelle ersetzt ist, auf welcher eine Anzahl scharfer Messer befestigt sind, so daß das zu zerkleinernde Material, so lange den Spalt zwischen Grundwerk und Messerwelle passieren muß, bis ein Produkt von bestimmter Faserlänge resultiert. Die Schneideholländer gewöhnlicher Konstruktion — wie sie in der Papierfabrikation Anwendung finden — sind mit einer vertikalen, die in den Schießwollfabriken zumeist angewandten Hoytschen Holländer mit einer horizontalen Scheidewand versehen. Bei letzterem Typ reicht die am Ende sitzende Messerwelle über die ganze Breite des Behälters, welcher nächst den Enden bedeckt ist.



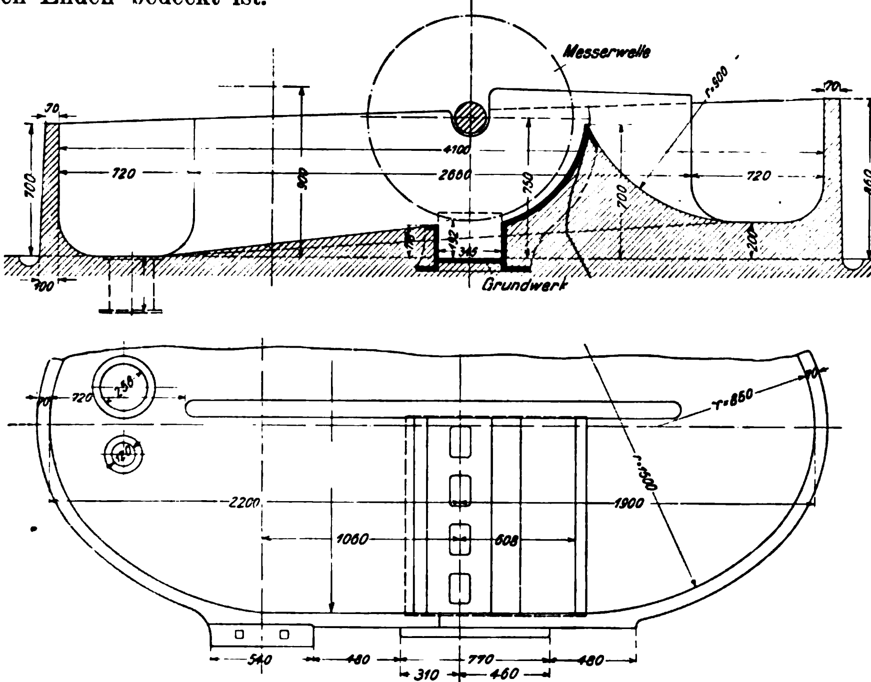


Abb. 112. Mahlholländer für die Papierfabrik Frankenthal.

Bei beiden Typen besitzt die Messerwelle eine Entlastungsvorrichtung, so daß man dieselbe mit dem Fortschreiten der Zerkleinerung dem Grundwerk nach Bedarf nähern kann.

Bei zähem Stoffe können in den Behälter Transportschnecken eingebaut sein.

Im folgenden sei der Vergleich der Kosten eines eisernen und eines Holländers aus Eisenbeton angestellt.

Ein eiserner Mahlholländer für 350 kg Eintrag kostet bei einem Gewicht von

rund 12 000 kg ab Fabrik, ohne Montage	6000 Kronen
Fracht angenommen zu	480 „
Kosten für Zufuhr des Holländers zum Aufstellungsort und Montagekosten	350 „
der Holländer kostet also im ganzen	6830 Kronen

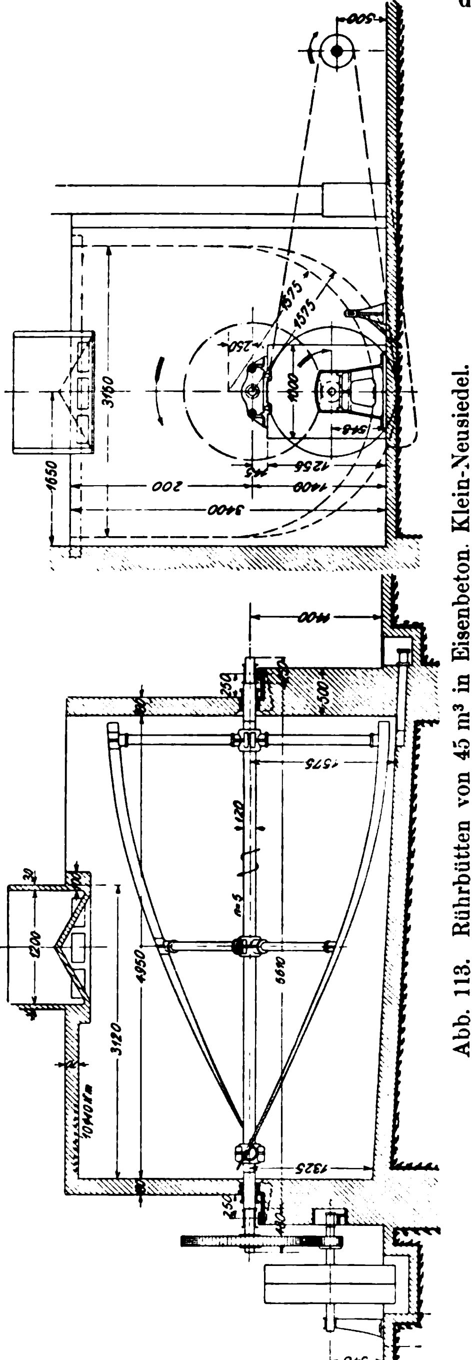


Abb. 113. Rührbütten von 45 m³ in Eisenbeton. Klein-Neusiedel.



Abb. 114. Rührbütten in Berg.-Gladbach.

Die Kosten für einen Eisenbetonholländer sind dagegen folgende:

Eine vollständige Mahlgarnitur ohne Wanne im Gewicht von rund 6000 kg kostet ab Fabrik	4200 Kronen
die Fracht hierfür würde entsprechend betragen	240 „
Beförderung zum Aufstellungsort und Montage	175 „
die Eisenbetonwanne kostet ohne Kachelauskleidung fix und fertig hergestellt samt Materialien und Arbeitslöhnen . . .	1000 „
zusammen	5615 Kronen

Der Eisenbetonholländer ist also um 1215 Kronen billiger als der eiserne.

Die Abb. 112 zeigt von der Wiener Firma G. A. Wayss u. Cie. ausgeführte Eisenbetonholländer für die Papierfabrik Franzensthal der Neusiedler Aktien-Gesellschaft für Papierfabrikation in Wien.

Rührbütten in Eisenbetonkonstruktion.

Die Abb. 113 zeigt den Typ mehrerer von der Firma G. A. Wayss u. Cie. für die früher genannte Gesellschaft ausgeführter Rührbütten mit etwa 45 m³ Inhalt. Die

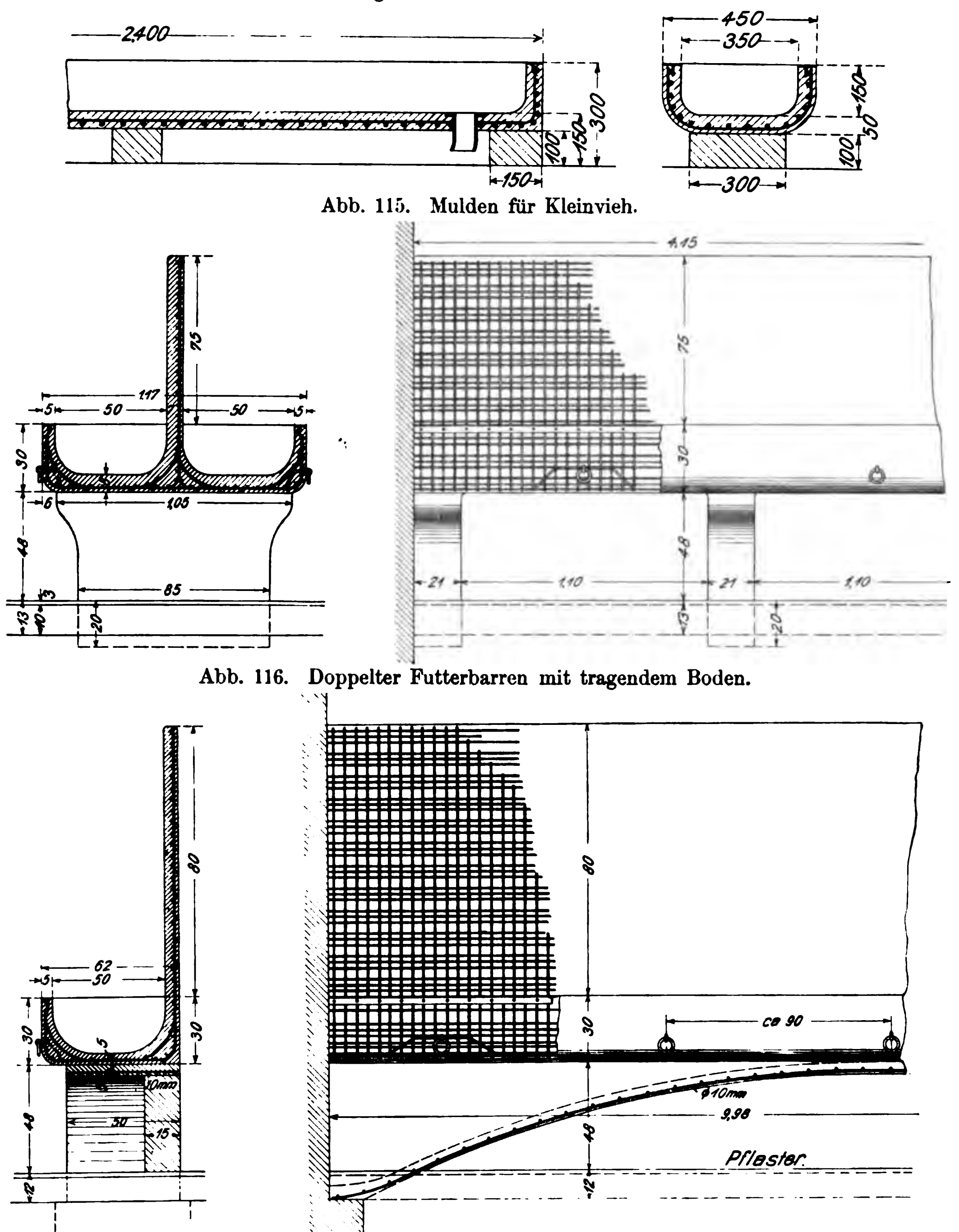


Abb. 115. Mulden für Kleinvieh.

Abb. 116. Doppelter Futterbarren mit tragendem Boden.

Abb. 117. Einfacher Futterbarren, Stützung Moniergewölbe,

rostfreie Rührgarnitur wurde von der Maschinenbauanstalt H. Füllner in Warmbrunn geliefert.

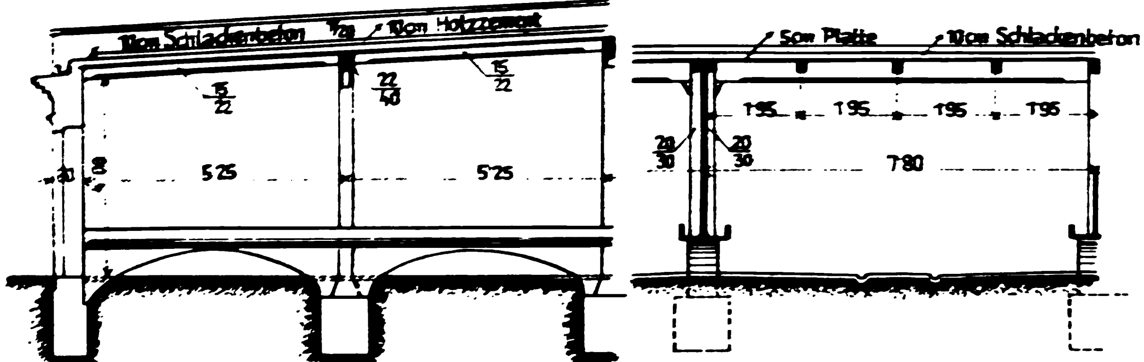


Abb. 118. Quer- und Längenschnitt durch ein Stallgebäude.



Abb 119. Einblick in die Stallungen.

Die Abb. 114 zeigt Rührbütten in der Papierfabrik J. W. Zanders in Berg.-Gladbach, ausgeführt von Ingenieur Franz Schlüter in Dortmund.

Viehtränken und Futterbarren in Eisenbetonkonstruktion.

Die Abb. 115 bis 117 zeigen die Details von Futterbarren und Viehtränken, wie solche von der Firma G. A. Wayss u. Cie. in bedeutendem Umfange in den Schlachthäusern von Wien und Graz zur Ausführung gelangten.

Abb. 120. Einblick in die Stallungen.

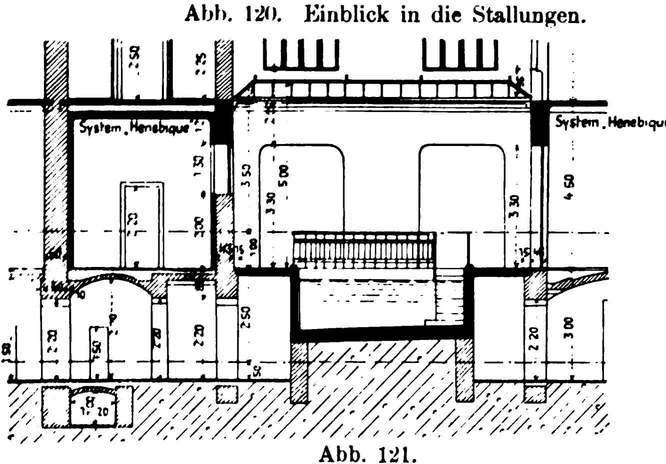


Abb. 121.
Badebassin im Kurhaus in Baden bei Wien.

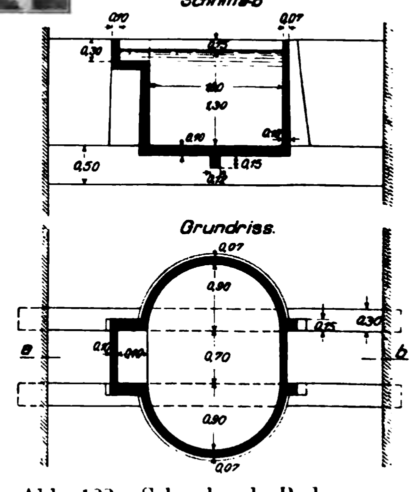


Abb. 122. Schwebende Badewanne.

Die Mulden für das Kleinvieh (Abb. 115) sind im lichten gemessen 35 cm breit und 15 cm tief und haben eine Wandstärke von 5 cm. Die Armierung besteht aus einem Netz von 5 bis 7 mm Drähten. In Abständen von 1,2 m sind 0,1 m hohe 15 × 30 cm Betonunterlagen angeordnet.



Abb. 123. Klärbottiche eines Wasserwerks in Gera.

In den Rinderstallungen werden einfache oder doppelte Futterbarren angewendet (Abb. 117 und 116). Die 50 × 22 cm-Mulden haben eine 5 cm starke Vorderwand, welche durch ein T-förmiges Bordeisen geschützt ist. Der tragende Boden ist 8 cm und die 75 cm überragende Rückwand 7 cm stark. Die Armierung der Wände und des Bodens sind 5 bis 10 mm-Drähte. Zur Unterstützung des Bodens dienen 20 × 46 cm Stampfbetonmäuerchen, die 20 cm tief fundiert sind und mit dem Unterlagsbeton des Fußbodens ein inniges Ganzes bilden.

Die Unterstützung kann auch durch 5 cm starke, auf 4,5 m gespannte Moniergewölbe erfolgen, wie Abb. 117 zeigt.

In Entfernungen von etwa 90 cm sind in der Vorderwand gut verankerte Haftringe angebracht. Die Abb. 118, 119 und 120 zeigen den Längs- und Querschnitt durch ein Stallgebäude und die Innenansichten.



Abb. 124. Werkplatz zur Herstellung von Filterbehältern (Australien).

Die Abb. 121 zeigt die Anordnung eines Badebassins im Kurhaus von Baden bei Wien; Abb. 122 die Anordnung einer Badewanne in der Sicherheitswachkaserne des k. k. Praters in Wien; ausgeführt von derFirma Ed. Ast u. Co. in Wien.

Wassertröge in Eisenbeton für den Bau- und Sparverein in Wilhelmsburg bei Hamburg, ausgeführt von der Aktiengesellschaft für Hoch- und Tiefbau in Frankfurt a. M.

Die Abb. 123 zeigt die Innenansicht des Filtergebäudes mit Klärbottichen beim Wasserwerk der Firma Louis Hirsch in Gera, ausgeführt vom Sächsischen Zementgeschäft Alban Vetterlein u. Co.

[illegible]

B. Standrohre und hochgestellte Behälter für kleine Versorgungsgebiete oder für industrielle Zwecke (Wassertürme), Ausstellungsobjekte.

Standrohr aus Eisenbeton der Wasserwerke der Stadt East-Orange (N.-J.) in den Vereinigten Staaten von Nordamerika.

In den Vereinigten Staaten von Nordamerika wird die Form der Standrohre bevorzugt. Früher wurden dieselben aus Stahlblechen hergestellt, die nur einige Millimeter stark waren, jedoch dem Windanprall nicht widerstanden.

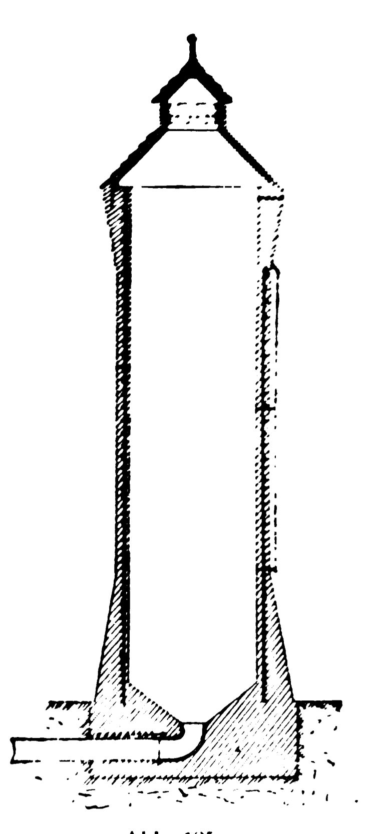


Abb. 125.



Abb. 126.

Standrohr der Stadt East-Orange (N.-J.).

Um eine Verstärkung der Wände zu erhalten, wurde später der Stahlzylinder in Beton eingebettet, bis man schließlich den kostspieligen Stahlzylinder durch vertikale und horizontale Stabarmaturen ersetzte und so auch vollkommen wasserdichte Behälter von der eingebürgerten Form erhielt.

Das Standrohr der Stadt East-Orange (N.-J.) ist ein Beispiel dieser Art (Abb. 125 und 126). Das Rohr ruht auf einem 2 m hohen und 4,9 m breiten Stampfbetonfundament,

in welches das Abflußrohr eingebettet ist. Über dem Abflußrohr liegen in Abständen von 15 cm Johnson-Eisen von 17 mm Stärke. Auf diesem Fundamentmauerwerk erhebt sich der Bau bis zu einer Gesamthöhe von etwa 16,5 m. Die Rohrwandung verjüngt sich innerhalb des ersten Viertels der Höhe auf 30 cm und behält diese Stärke bis unterhalb des Daches bei, wo sie sich in Form von fünf aufeinander folgenden Auskragungen wieder etwas verbreitert. Die lichte Weite des Turmes beträgt gleichmäßig etwa 3 m.

Die in die Wandung eingebetteten senkrechten Stäbe sind 19 mm stark und 17,5 cm voneinander entfernt. Die wagerechten Einlagen bilden in sich geschlossene Ringe. Im unteren Teile des Turmes sind die letzteren Eisen 19 mm stark und in senkrechten Abständen von 15 cm angeordnet. Dieser Abstand wächst mit zunehmender Höhe der Wandung auf 20 und 25 cm und beträgt ungefähr im dritten Viertel der Höhe 30 cm. Der oberste Teil der Wandung ist mit 13 mm starken Eisen in Abständen von 25 cm armiert.

Innerhalb der höchsten Auskragung liegen in gleicher Ebene vier Ringe aus 13 mm-Stäben.

Die Eiseneinlage des 10 cm starken Daches besteht aus in der Dachneigung liegenden, 13 mm starken Stäben und aus Streckmetall mit 25 cm Maschenweite. Den obersten Teil des Turmes bildet eine kleine Laterne, deren Dach auf 15 cm breiten Pfeilern ruht, in welche senkrechte Stäbe von 13 mm Stärke eingebettet sind.

Standrohr in Eisenbetonkonstruktion in Milford (Ohio).

In Milford wurde das in der Abb. 127 dargestellte Standrohr nach den Plänen des Herrn J. L. H. Barr in Batavia erbaut.[1]) Man bediente sich des bewährten Systems von Weber.

Das Standrohr mißt von der Basis bis zum Dach 24,7 m und mit dem kuppelförmigen Dache zusammen 25,6 m. Die zweite Abbildung zeigt den Behälter im Bau, als bereits 17,4 m des Schaftes fertiggestellt waren.

Der lichte Durchmesser beträgt unten etwa 6,1 und oben 4,28 m. Die 1,8 m tiefe Fundamentplatte hat die Grundrißform eines regelmäßigen Achtecks, dessen eingeschriebener Kreis 6,1 m im Durchmesser hat. Bis zu einer Höhe von 9,15 m ist die Wandung 23 cm in den nächsten 7,8 m und im obersten Teile 13 cm stark. Die Verjüngung wurde innen angeordnet, so daß die Außenwand vertikal ist.

Der Beton für das Fundament wurde im Verhältnis 1 : 7, jener für den Rohrschaft im Verhältnis 1 : 3 gemischt.

Die Außenfläche wurde im unteren Teile einfach mit Zementmilch gestrichen, während im oberen Teile ein Verputz aus Portlandzementmörtel aufgebracht wurde.

Die Armatur des Schaftes besteht aus Ringen von T-Eisen 25 × 25 × 3 mm, deren Enden sich 15 cm übergreifen. Diese Ringe sind 7,6 cm von der Außenfläche eingelagert worden und werden durch vertikale T-Eisen, welche mittels Drähte befestigt wurden, auf 45 cm voneinander entfernt gehalten. Die Armatur wurde mit Berücksichtigung des Winddrucks bestimmt.

Das Einlaufrohr reicht etwa 45 cm über die Basis empor, das Überlaufrohr endet 45 cm unterhalb der Spitze, so daß eine Wassersäule von 23,8 m Höhe zur Verfügung steht. Alle diese Rohre sind in den Fundamentbeton eingebettet. Im Inneren wurde eine Stahlleiter angebracht.

Die Schalung bestand aus 2,8 cm-Brettern, 7,6 cm breit und 0,91 m lang, welche die Trommel bildeten; ferner aus 2,5 cm horizontalen Hölzern. Die Bretter

[1]) The Engineering Record 1904, 26. März.

waren an die Hölzer genagelt, die oberen Hölzer übergriffen die unteren Bretter um 2,5 cm, so daß man die Bretter der nächsten Form einfügen konnte. Es wurden drei solcher Formen benutzt, deren jede aus einer inneren und einer äußeren Form bestand. Diese Formen bestanden aus 8 Teilen, welche außen durch Laschen und innen mit Bolzen zusammengehalten wurden. Wenn die untere Form abgenommen wurde, so hing man die mittlere Form vorübergehend an die obere an.





Abb. 127. Standrohr in Milford (Ohio).

Der Arbeitsfortschritt betrug 1,5 m für den Tag, die Arbeit ging ohne Unterbrechung vorwärts, so daß der Beton des unteren Ringes noch nicht abgebunden hatte, als der obere zur Herstellung kam.

Die Kosten dieses Eisenbeton-Standrohrs stellten sich ungefähr gleich hoch, wie jene eines dünnwandigen stählernen; mit Rücksicht auf die größere Dauerhaftigkeit entschied man sich jedoch für die Ausführung in Eisenbetonkonstruktion.

Standrohr in Attleboro.

Eines der hervorragendsten Beispiele des Standrohrtypes[1]) in den Vereinigten Staaten ist dieses einzig dastehende Werk, dessen Erbauung schon mit Rücksicht auf den Erfolg, eine Betonmauer unter einem Drucke von 30 m wasserdicht herzustellen, bemerkenswert ist.

Bis zum Frühjahr 1904 hatte die Stadt Attleboro ein eisernes Standrohr von 2270 m³, 9 m Durchmesser, 37,5 m Höhe. Bei einem Feuer erwies sich dasselbe als unzureichend, und man entschloß sich zu einem Neubau mit 5600 m³ Inhalt. Bei der Entscheidung für Eisenbeton kam der Umstand in Betracht, daß das dortige Trinkwasser doppeltkohlensaures Natron enthält und Eisen sehr stark angreift. Außerdem würden die Abmessungen eines solchen eisernen Standrohrs selbst aus dem dicksten Blech, wie es im Handel vorkommt, nicht herstellbar gewesen sein. Das Standrohr hat 15 m im Durchmesser und ist 32 m hoch. Die Mauern sind unten 46 cm und oben 20 cm stark; das Rohr ist innen vertikal.

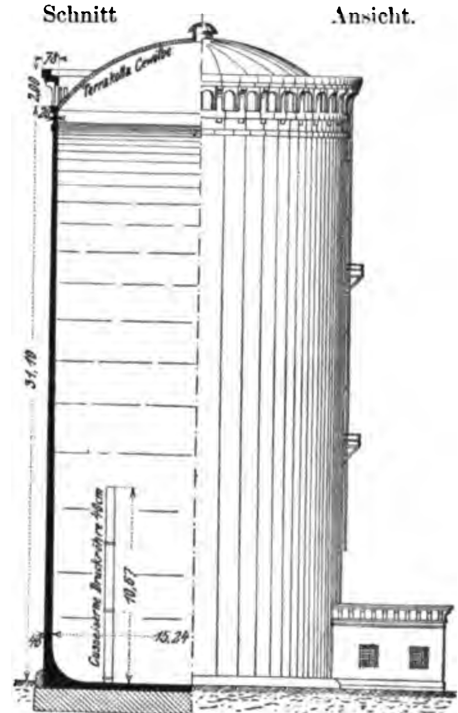


Abb. 128. Standrohr in Attleboro.

Die Fundamente bestehen aus einer armierten Betonplatte 1 : 3 : 6, die unter den Seitenwänden 1,20 und unter dem Behälterboden 0,45 m stark war. Der Boden des Behälters war 30 cm stark, und, wie aus der Abb. 128 ersichtlich, mit den Seitenwänden aus einem Stücke hergestellt. Seine Bewehrung bestand aus einem Netz 6 mm-Draht mit 15 cm Maschenweite.

Dieses Netz reichte 0,75 m hoch in die Seitenwände hinein. Die Bewehrung der Seitenwände bestand aus 36 mm-Rundeisen unten bis 30 mm oben. Diese Rundeisen waren 17 m lang und übergriffen sich 0,45 m.

In den ersten 18 m Höhe wurden 2 Lagen Eisen eingebracht, die in Abständen von 10 bis 20 cm verlegt waren. Von da an begnügte man sich mit einer Lage Eisen. Als Vertikaleisen wurden ⊏-Eisen verwendet, in deren Flanschen Rundeisenstücke angebracht waren, die, radial verlegt, der erstgenannten Armatur als Stütze dienten.

Die Schalungen wurden in zwei vollständigen Rohren gebaut, jedes 2,25 m hoch. Diese wurden abwechselnd gehoben und die Verbindung zwischen den einzelnen Absätzen in der Arbeit durch Vertiefungen in dem unteren Betonring hergestellt, in welchen Rundeisenstücke versenkt wurden. Diese Art der Verbindung hat sich vollständig bewährt. Der Beton war in einer Mischung 1 : 2 : 4 hergestellt, wobei darauf gesehen wurde, daß ein Überschuß an Mörtel 1 : 2 vorhanden war. Sobald der Beton um 6 m höher vorgeschritten war, wurde in das Standrohr Wasser eingelassen und unter Wasser gehalten. Es zeigten sich hierbei nur einige Wasserflecken. Erst bei 30 m Höhe wurden 3 stecknadelkopfgroße Öffnungen entdeckt, die sich jedoch bald schlossen. Das Standrohr blieb den ganzen Winter hindurch ohne jede weitere Vor-

[1]) Eng. News vom 21. Febr. 1907, S. 212 und Journal o. t. New-England Waterworks Assoc., 1906 September.

wehrung. Es zeigte im nächsten Frühjahr in den unteren 4.5 m undichte Stellen mit [illegible].

An diesen Stellen wurde die Oberfläche ganz entfernt und mit Hilfe von eingeschobenen Bügeln erneuert. Nun brachte man einen Verputz von 1 : 1 mit 2 vH. Kalk, dann wurden 3 Putzlagen von 1 : 1 ohne Kalkzusatz aufgebracht und sorgfältig verbunden. Schließlich wurde eine heiße Lösung von reiner Olivenölseife im Verhältnis von 75 Gramm auf 1 Liter Wasser angewendet und 24 Stunden nach Trocknung der Mauer eine gewöhnliche Alaunlösung von 12 Gramm Alaun auf 1 Liter Wasser aufgebracht, dieser Vorgang wurde viermal wiederholt. Während die ersten Verputze die Wasserflecken an der Außenseite nicht beseitigt haben, erwies sich die letztbeschriebene Behandlung hinreichend zur Erzielung der Wasserdichtigkeit. Es sei schließlich erwähnt, daß die Bewehrung des Rohres sowohl mit Rücksicht auf den Wasserdruck, als auch auf die Eisbildung berechnet war.

Eisenbetonbehälter von 160 m³ Inhalt für die Zellulosefabrik in Rattimau.

Der Behälter (Abb. 129 und 130), im lichten 15 m lang, 2.75 m breit und 3.90 m hoch, ruht mit einem Eisenbetontragwerke von 4.45 m Spannweite auf den Umfassungsmauern der anschließenden Gebäude auf. Das Tragwerk wird von 1.52 m voneinander entfernten Trägern von 75 cm Höhe gebildet, die mit je 5 R.-E. 21 mm Eisen, von denen nächst den Auflagern 3 Stück in die Platte aufgebogen sind, ferner mit 30 × 2 mm-Bügeln armiert sind.

Die 15 cm starke Platte bildet gleichzeitig den Boden des Behälters; sie ist mit 8 mm-Rundeisen armiert, deren Anordnung Abb. 130 zeigt.

Die vertikalen Seitenwände sind nächst der Sohle 16 cm und oben 8.0 cm stark, ihre Armierung besteht aus horizontalen 8 mm-Rundeisen. Diese Wände stützen sich gegen vertikale Rippen, die in gleichen Entfernungen wie die Träger des Bodens angeordnet sind. Jede zweite Rippe ist mit jener der gegenüberstehenden Wand durch einen oberen Querträger, der zugkräftig armiert ist, verbunden. Die dazwischen liegenden Rippen stützen sich oben gegen einen biegungsfesten Bordrahmen.

Die Abb. 129 und 130 zeigen sowohl die Gesamtanordnung, als auch die Einzelheiten der von Ed. Ast u. Cie. in Wien ausgeführten Anlage.

Wasserturm für die erste Jutespinnerei und -Weberei in Neufeld (Ungarn).

Der Behälter (Abb. 3 auf Tafel V und Textabbildung 131) von 45 m³ Inhalt hat einen Durchmesser von 5 m und eine Höhe von 2,40 m, die Sohle desselben hat eine Stärke von 12 cm und ist mit 10 R.-E. 10 mm für 1 lfd. m armiert; die Seitenwand ist unten 13 cm und oben 6 cm stark. Die Armatur der letzteren besteht aus 14 R.-E. 7 mm-Vertikalstäben, welche weit in die Sohle eingreifen. Die horizontalen Ringe sind in der tiefsten, 80 cm hohen Zone aus 10 mm-R.-E. gebildet, die 6,5 cm voneinander entfernt sind. In der mittleren, 80 cm hohen Zone sind Rundeisen desselben Durchmessers in Abständen von 7 cm, in der obersten Zone 7 mm-R.-E. in 6 cm Abständen angeordnet. Der Bordrand ist mit einem T-Eisen Nr. 6 geschützt.

Diese an der Außenseite angeordnete Armatur wird bei der Verbindung der Wand mit der Sohle durch ein innen angeordnetes Netz von 10 vertikalen Rundeisen 5 mm und 10 horizontalen Rundeisen 7 mm für 1 lfd. m ergänzt.

Besonders hervorzuheben ist die vollständige Trennung des Behälters von der Konstruktion der darunter befindlichen Decke, wie sie von der Firma G. A. Wayss u. Cie. bei allen derartigen Objekten beständig durchgeführt wird.

Die Decke, auf welcher der Behälter steht, ist eine Plattenbalkendecke von achteckiger Grundrißform und besitzt Hauptträger, welche zwischen den in Abständen von 5,02 m angeordneten Pfeilern verlaufen, ferner Nebenträger, die über die Mitten der ersteren verlaufen und auf etwa 70 cm konsolenartig auskragen.

Die Platte dieser Decke hat eine Stärke von 13 cm und ist mit 12 R.-E. 10 mm armiert, die Auskragung ist 16 auf 12 cm stark und mit 13 R.-E. 10 mm armiert.

Die 20 × 53 cm starken Hauptträger sind nach dem Detailplan mit 6 R.-E. 24 mm armiert, die gleichmäßig auf die Druck- und Zugzone verteilt sind.

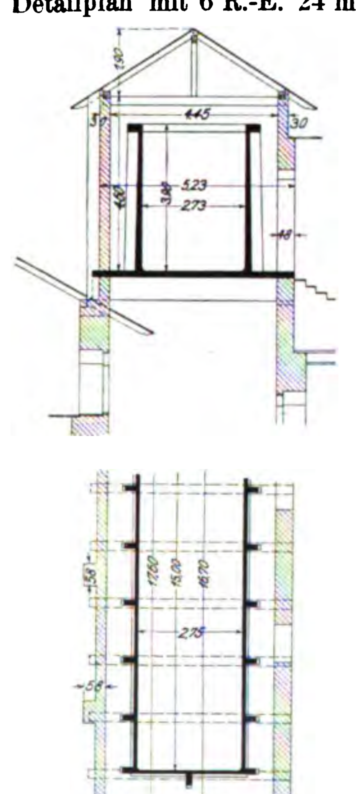


Abb. 129. Grundriß u. Schnitt.

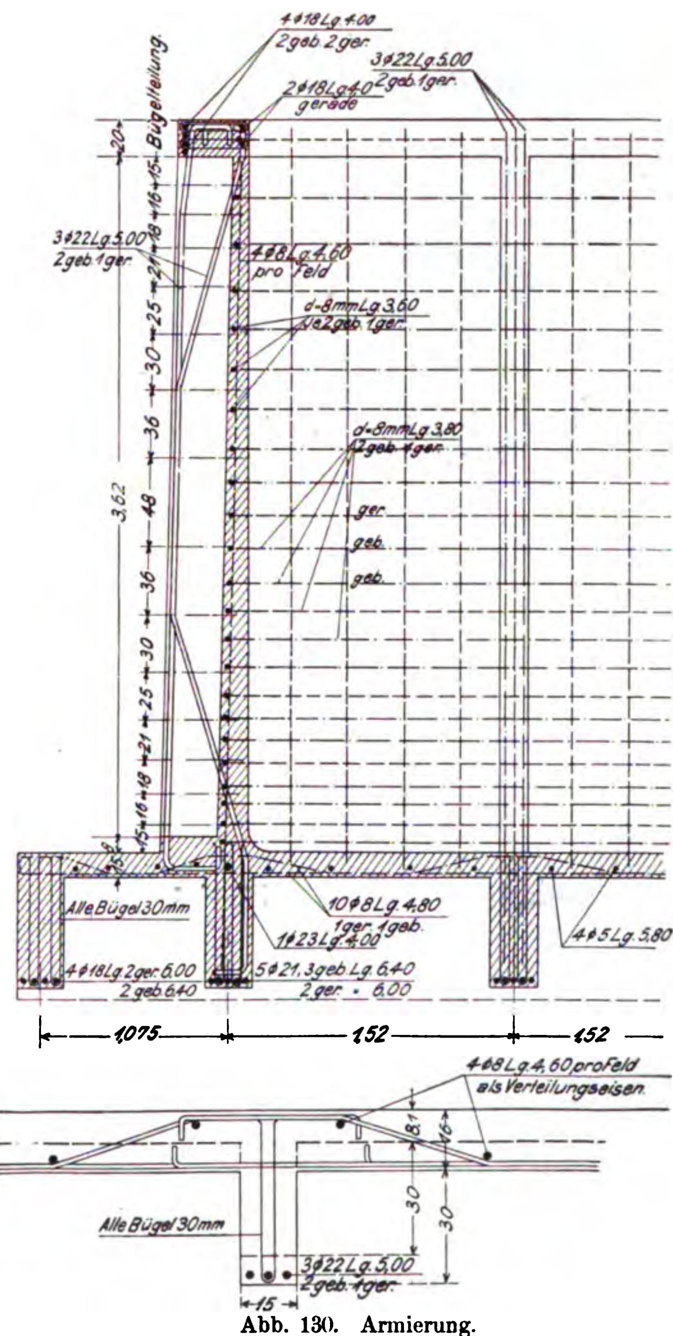


Abb. 130. Armierung.

Hochbehälter in Rattimau.

Die 15 × 43 cm starken Nebenträger sind mit 5 R.-E. 24 mm, der 32 × 32 cm starke Pfeilerschaft mit 4 R.-E. 20 mm armiert und mit Drahtumschnürungen in etwa 20 cm Vertikalabständen versehen.

Bei dem 2 m unterhalb dieser Decke befindlichen Manipulationsboden ist die Anordnung etwas anders. Die Stärken und Armierungen sind der Abb. 3 auf Tafel V zu entnehmen.

Der leichte Unterbau wird von 4 Säulen gebildet, deren Gesamthöhe 21,50 m über dem Gelände beträgt. Der Schaft derselben ist durch 3 Querverbände in 4 Abschnitte zu 4,75 m Höhe unterteilt. Die Rahmen der Querverbände sind in der ersten Etage 15 × 38 cm, in den oberen 2 Etagen 20 × 40 cm stark. Die Podeste dieser Etagen sind durch eine eiserne Treppe verbunden.



Abb. 131. Wasserturm in Neufeld (Ungarn).

Die Pfeiler ruhen auf Stampfbetonfundamenten von 2 × 2 m Grundrißfläche, die miteinander verbunden wurden. Die 0,5 m hohen Füße bewirken die Druckverteilung der in ihrem untersten Teile 1 × 1 m starken Pfeiler. In der Höhe der ersten Etage verjüngt sich ihr Querschnitt auf 45 × 45 cm und ist daselbst mit 4 R.-E. 34 mm armiert. Die weiteren Pfeilerstärken und Armierungen sind:

in der 2. Etage 38 × 38 cm mit 4 R.-E. 34 mm
in der 3. Etage 38 × 38 „ mit 4 R.-E. 20 „ und
in der 4. Etage 32 × 32 „ mit 4 R.-E. 20 „

Das 200 mm weite Druckrohr führt an einem dieser Pfeiler entlang zum Behälter empor.

Zum Schutze gegen die Witterungseinflüsse ist der Behälter bis zum Manipulationsboden mit einer Holzverkleidung und einem gleichen Dache versehen.

Die Abb. 131 zeigt die photographische Aufnahme dieses interessanten Objektes, das im Sommer 1906 von der Firma G. A. Wayss u. Cie. in Wien begonnen und vollendet wurde.

Ein ähnlicher Wasserturm von 30 m Gesamthöhe wurde von derselben Firma im Jahre 1903 für die Herren Seutter u. Co. in Untereggendorf ausgeführt. Wie die Abb. 132 und 133 zeigen, sind dort die Öffnungen zwischen den Säulen durch Wände abgeschlossen.

Wasserturm in der Station Görz der k. k. österr. Staatsbahnen.

Das in den Abb. 134 und 135 dargestellte Objekt enthält 2 zylindrische Behälter von je 7,2 m Durchmesser und 3,75 m Wandhöhe mit einem Gesamtinhalte von 300 m³. Die Behälter stehen auf einer Eisenbetondecke, die von den Umfassungsmauern und 2 Mittelpfeilern getragen wird. Der Maschinenraum im Parterre ist 5,25 m, die 1. Etage 4,35 m und der Behälterraum 5,35 m hoch. Eine Wendeltreppe verbindet die einzelnen Geschosse miteinander. Dasselbe wurde ausgeführt von G. A. Wayss u. Cie., Wien.

Wasserturm in Gmünd, km 164,466 der Kaiser-Franz-Josephs-Bahn. Die Abb. 133 bringt die allgemeine Anordnung der von derselben Firma ausgeführten Wasserstation in Gmünd mit 300 m³ Inhalt. Die zylindrischen Reservoire, deren Wasserspiegel in Höhen von 15 und 21,5 m über dem Terrain liegen, haben einen Durchmesser von 7 m und eine Wandhöhe von 4 m. Das Tragwerk besteht aus einem mittleren Pfeiler von 80/80 cm Querschnitt und 6 Wandpfeilern, zwischen denen die Umfassungswände eingezogen wurden. Abb. 133 zeigt auch die gefällige architektonische Gliederung des Turmes, der von der Firma G. A. Wayss u. Cie., Wien, ebenso wie das folgende Bauwerk, ausgeführt wurde.

Abb. 132. Wasserturm in Untereggendorf.

Grundriss.

Abb. 133.

Behälter von 140 hl Inhalt im Stiegenhaus der Papierfabrik in Franzensthal.

Das 4,30 m lange, 1,85 m breite und 1,80 m hohe Behälter in Eisenbetonkonstruktion ist im

2. Stock des Stiegenhauses auf einem Eisenbetonrost untergebracht. Dieses Beispiel zeigt, wie ein für andere Zwecke ziemlich unverwendbarer Raum in nutzbringender Weise verwertet wurde (Abb. 137).

Abb. 134. Wasserturm der Station Görz der k. k. österr. Staatsbahnen.

Wasser- und Aussichtsturm auf der bayerischen Landesausstellung in Nürnberg 1906.[1])

Zur Speisung der großen Leuchtfontäne dieser Ausstellung war ein größerer Wasservorrat nötig, der zur Zeit, wenn die Pumpenanlagen nicht in Tätigkeit waren, herangezogen werden sollte. Zu diesem Zwecke wurde der südliche Turm der Hauptrestauration als Wasserturm bestimmt und, nachdem massive Ausführung Bedingung war, lag es nahe, zu Eisenbeton zu greifen und den Turm dann gleichzeitig als Aussichtsturm und als Träger des großen Scheinwerfers der Siemens-Schuckertwerke zu benutzen.

Es zeigte sich auch bei dieser Ausführung die außerordentliche Anpassungsfähigkeit des Eisenbetons, und die Erbauer Gebrüder Rank in München haben es verstanden, allen an sie gestellten Anforderungen in vollkommenster Form gerecht zu werden (Abb. 138). Wie auch bei anderen ausgeführten Eisenbeton-Wassertürmen lag hier der Gedanke zugrunde, in engster Verbindung mit dem Wassergefäß ein Pfeilersystem zu schaffen, welches durch Einschiebung von Zwischendecken mit Balkenteilungen in gewissen Höhenabständen die nötige Stabilität erhält. Der gegebenen achteckigen Grundform



Abb. 135. Ansicht der Wasserstation.

[1]) Beton u. Eisen 1906. Heft IX.

entsprechend, wurden die Pfeiler in die Eckpunkte gestellt, und auch der Behälter erhielt dieselbe Grundform. Verhältnismäßig kostspielig stellte sich die Ausbildung des Behälters deshalb, weil der Schacht für Aufzug und Wendeltreppe zur Aussichtsplattform hindurchgeführt werden mußte. Der Behälter erhielt somit auch eine innere Wand, deren Stärke 8 cm oben und 14 cm unten beträgt.

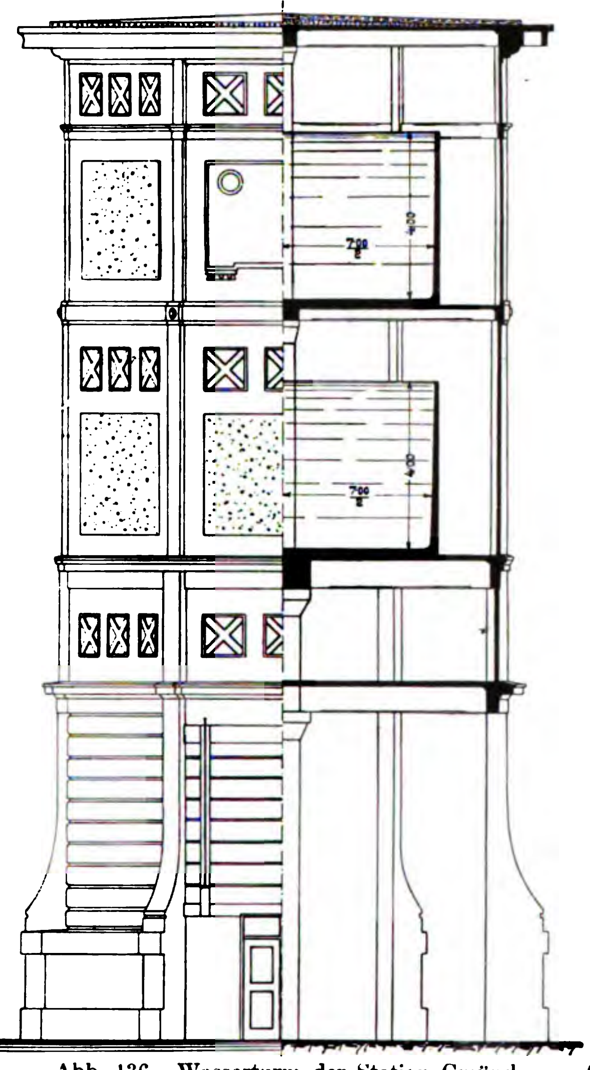


Abb. 136. Wasserturm der Station Gmünd.

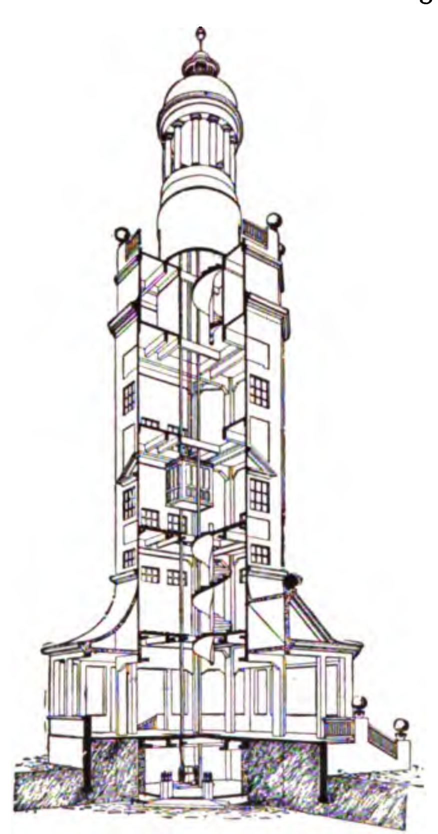
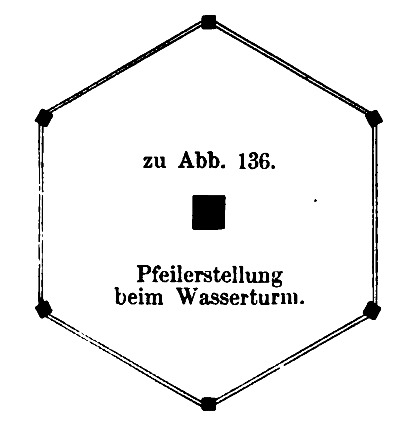


Abb. 138. Wasser- und Aussichtsturm der bayer. Landesausstellung in Nürnberg 1906.



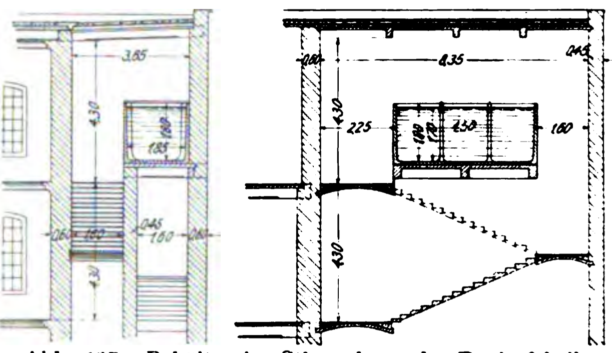


Abb. 137. Behälter im Stiegenhaus der Papierfabrik in Franzensthal.

Sieben Verspannungsdecken mit sich kreuzenden Eisenbetonbalken sind in Höhenabständen von 5,3 m angeordnet. Auch in diesen sind in rechteckiger Grundform die früher erwähnten Aussparungen zur Hochführung des Aufzuges und der Treppe frei gelassen.

Ohne Ausmauerung der Säulenzwischenräume hätte sich in Verbindung mit dem ausgefüllten Behälterteil und dem unteren Umbau des Turmes ein Bild ergeben, welches recht deutlich das Konstruktive dieses modernen Bausystems gezeigt hätte. Architektonische Rücksichten erheischten jedoch die geschlossene Form des Turmes. Da die Zwischenwände in keiner Weise in statischer Mitwirkung stehen und in jedem Geschosse auf dem Randbalken der Zwischendecken aufruhen, so konnte im vorliegenden Falle eine Ausfüllung in leichtem Zementrabitz gewählt werden.

Die Höhe des Turmes beträgt vom Gelände bis zur Behälterdecke 26 m, der Durchmesser 7,5 m. Der Behälter faßt 100 m³, und die Baugrundbelastung bei gefülltem Behälter beträgt insgesamt 660 t.

Der obere Aufbau, einem Monopteros ähnlich, ist teils gemauert, teils in Holz ausgeführt, nimmt die Fahrkabine bei ihrer Ankunft auf die Plattform auf und enthält einen 180 Millionen N.-K. starken Scheinwerfer, welcher imstande ist, sein Licht bis auf 70 km zu senden.

Die Erbauung des Turmes erfolgte während der Monate Mai, Juni, Juli 1905 und der Behälter wurde leider erst ein Jahr später gefüllt. Dabei zeigten sich kleine Haarrisse als Folge der langen Trockenlagerung, und es kann für ähnliche Fälle nur geraten werden, die Füllungsprobe nicht zu lange hinauszuschieben, den Behälterboden jedenfalls sofort und sorgfältig feucht zu erhalten. Wenn auch dadurch dem Nutzwert des Behälters kein Abbruch geschah und die Erscheinungen kaum bemerkbar waren, so kann man sich doch dadurch unnütze Auslagen ersparen.

In den unteren, die Säulenstellung umfassenden Anbauten des Erdgeschosses hatten die Gebrüder Rank eine Ausstellung ihrer Architektur- und der Eisenbeton-Abteilung untergebracht. In der letzteren waren unter anderem die Pläne des Wasserturmes in Hammelburg ausgestellt.

Wasserbehälter in Eisenbeton.[1]

Zur Deckung ihres Bedarfes an Druckwasser brauchte die Papier- und Zellulosefabrik Gernsbach i. B. einen Behälter von 90 m³ Inhalt, der zwecks Kostenersparnis um den bestehenden Schornstein herum, in einer Höhe von ungefähr 12 m über dem Gelände gebaut werden sollte. Die Aufgabe war deswegen schwierig, weil eine Verankerung, die ein Durchstemmen der Schornsteinwandung zur Folge gehabt hätte, nicht zulässig war. Die Anwendung armierten Betons lieferte die zweckmäßigste Lösung, die in den Abb. 139, 140 und 141 wiedergegeben ist.

Der in Eisenbeton ausgeführte Behälter von 3,35 m Höhe besteht aus zwei konzentrischen, 1,50 m voneinander entfernten Wänden. Um ihn gegen den Einfluß der stark erhitzten Schornsteinwandung zu schützen, wurde zwischen der letzteren und der Innenwand des Behälters ein ringförmiger Luftraum von durchschnittlich 10 cm Breite freigelassen. Zum Schutze gegen Frost wurde an den Vorsprüngen der Außenwand eine Holzverkleidung angebracht und der so entstandene Zwischenraum, wie aus dem Schnitt in Abb. 140 ersichtlich, mit Torfmull gefüllt.

Die Außenwand des Behälters hat am Fuße eine Stärke von 16 cm und am oberen Rande eine solche von nur 8 cm. Die Eiseneinlage derselben besteht aus wagerecht

[1] Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen für Zement, Beton u. Eisenbetonbau. II. Jahrg. 1905, Nr. 20. Ingenieur M. Vais. Karlsruhe.

liegenden, geschlossene Ringe bildenden Rundeisen von 11,5 mm Stärke und aus senkrechten Stäben von 7 mm. Die kreisrunden Stäbe, auf Ringspannung berechnet, besitzen im unteren Teil des Behälters einen Abstand von 7 cm, welcher nach oben hin, der Verringerung des Wasserdrucks entsprechend, bis auf 12 cm zunimmt. Die senkrechten Stäbe stehen 10 cm voneinander ab und bewirken, in den Boden und die Decke eingelassen, einen innigen Zusammenhang dieser Teile mit der Wandung. Die Innenwand des Behälters besitzt infolge der geringeren Beanspruchung eine entsprechend geringere Stärke: 6 cm oben, 12 cm unten und eine Eiseneinlage von wagerechten 8 mm starken Stäben in 10 cm Entfernung voneinander.

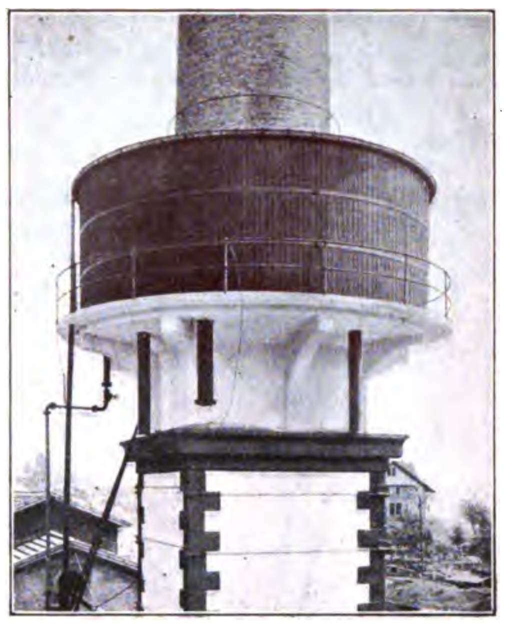


Abb. 139.

Der Boden des Behälters ist 15 cm dick und enthält ein Netz mit quadratischen Maschen aus 7 mm starkem Rundeisen. Die Eiseneinlage der 7 cm starken Abdeckplatte besteht aus geraden, in der Dachneigung liegenden 7 mm starken Tragstäben und aus kreisförmig gebogenen, 5 mm starken Druckverteilungsstäben (Abb. 141).

Das Mischungsverhältnis für den Beton war 1 Teil Portlandzement auf 2 Teile Sand und 2 Teile feinen Kies. Der Behälter wurde im Inneren mit wasserdichtem Zementmörtel, Mischung 1 : 2, verputzt. Die Dachabdeckung besteht aus Dachpappe, die mit Klebasphalt auf dem Beton befestigt wurde.

Der Wasserbehälter ruht auf einer Unterkonstruktion, die eben-

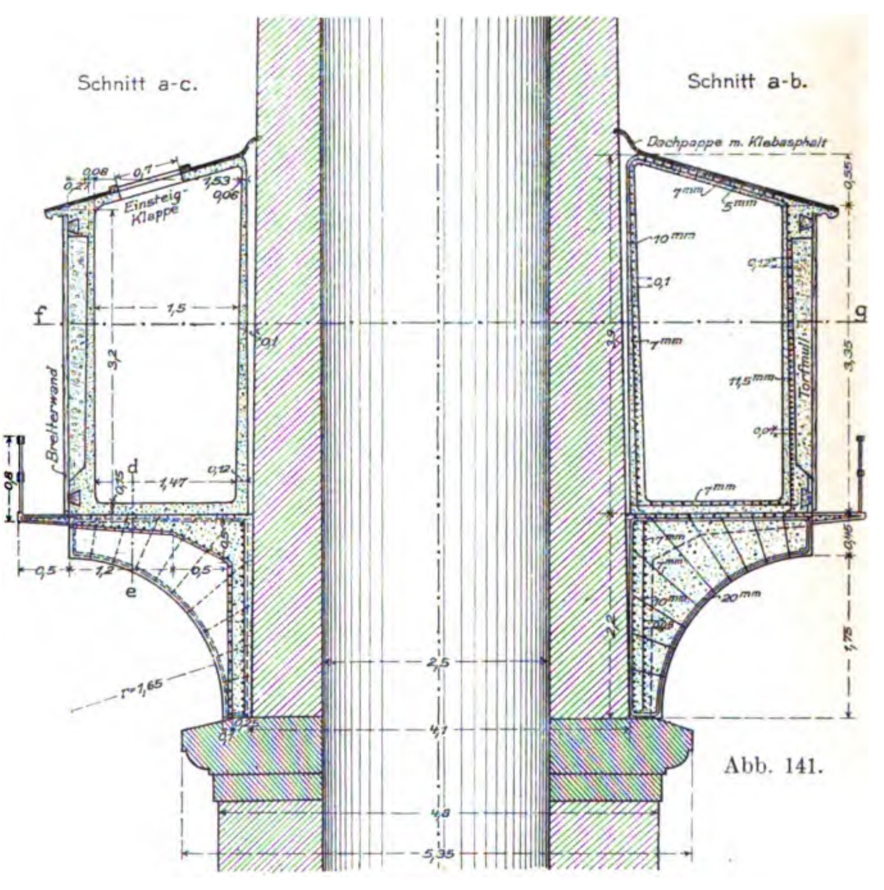


Abb. 139—141. Wasserbehälter um einen Schornstein herum (Papier- u. Zellulosefabrik, Gernsbach i. B.).

falls in Eisenbeton hergestellt wurde. Sie besteht aus einem ringförmig angeordneten, 25 cm starken, 2,20 m hohen armierten Betonkranz, der den Schornstein umfaßt und auf dessen Sockel aufliegt. Die Eiseneinlage bildet zwei Reihen ineinander liegender geschlossener Reifen, deren Stärke 10 mm und deren senkrechter Abstand von einander 8 cm beträgt. An den Betonkranz schließen sich acht Konsolen in Eisenbeton von 35 cm Breite und 1,65 m Auskragung an.

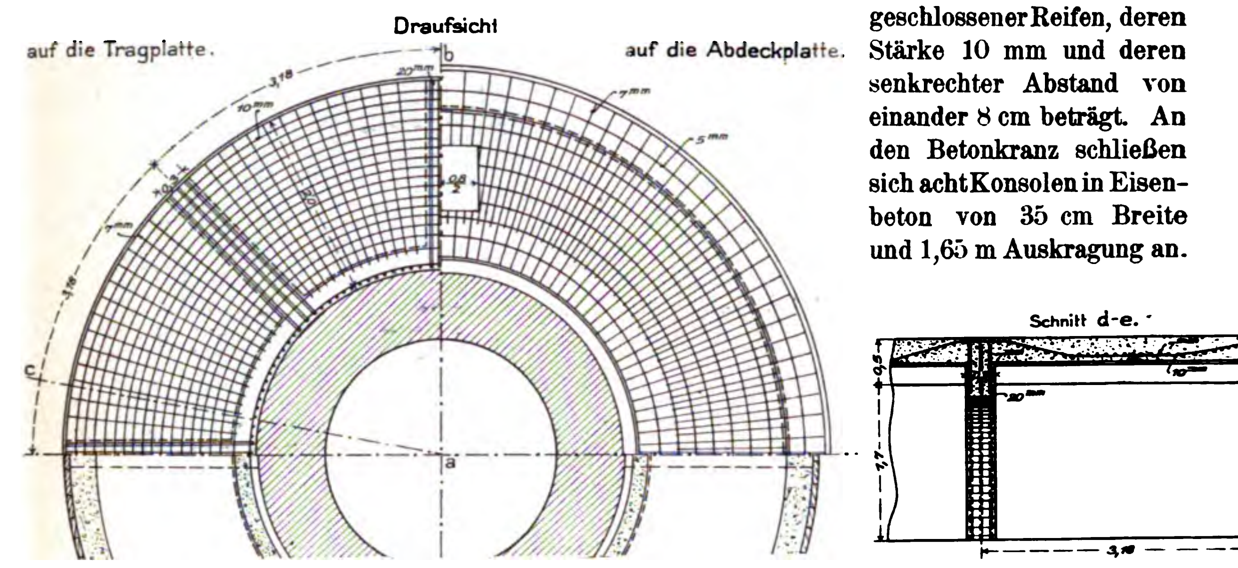


Abb. 141. Wasserbehälter in Gernsbach i. B.

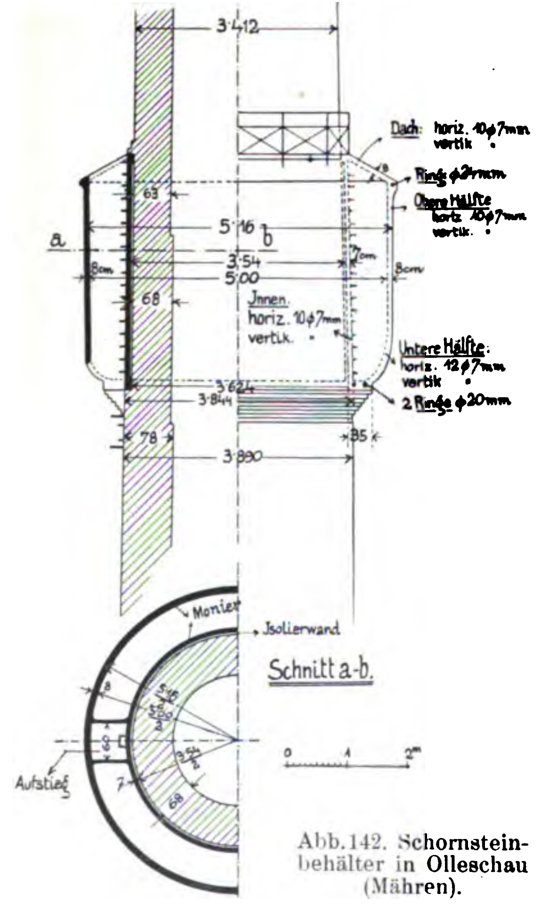


Abb. 142. Schornsteinbehälter in Olleschau (Mähren).

Die Einlage derselben besteht aus je drei 20 mm-Stäben, welche um die Eisenringe des Kranzes herumgeführt sind. Auf den Konsolen ruht eine 16 cm starke, mit 12 Rundstäben von 10 mm auf 1 m Länge armierte Tragplatte, an welche sich ein 50 cm breiter Laufsteg freitragend anschließt. Die Eiseneinlage der Tragplatte ist, wie aus Abb. 141 ersichtlich, der Kontinuität entsprechend verlegt. Zur größeren Sicherheit und um eine innige Verbindung zwischen der Tragplatte und dem Betonkranz zu erzielen, wurde die Tragplatte gegen das Auflager zu verstärkt und wurden die Kraftverteilungsstäbe des Kranzes in die Platte eingelassen. Der Behälter ist, um klar verfolgbare Spannungsverhältnisse zu erhalten, mit der Unterkonstruktion nicht verbunden, sondern durch eine zwischen den Behälterboden und die Tragplatte eingelegte Dachpappenlage von diesem isoliert. Kranz, Konsolen und Platte wurden in Betonmischung 1 : 2 : 2 in einem Gusse hergestellt. Die Kosten des gesamten Bauwerks beliefen sich auf 7600 Mark. Ausgeführt wurde dasselbe von der Firma Meeß & Nees A.-G. in Karlsruhe im Monat Mai 1905 innerhalb drei Wochen. Es befindet sich seither im Betrieb.

In Abb. 142 ist der Schornstein-Behälter mit 30 m³ Inhalt in der Papierfabrik in Olleschau (Mähren), den die Brünner Filiale der Firma G. A. Wayss u. Cie. in jüngster Zeit ausführte, dargestellt.

Eisenbeton-Behälter mit 30 m³ Inhalt am Dache des Koch- und Waschküchengebäudes in Coburg.

Auf der Eisenbetondecke des obersten Geschosses dieses Gebäudes wurde um den Schornstein herum ein quadratischer Behälter in einem 5,30 × 7,40 m großen, ab-

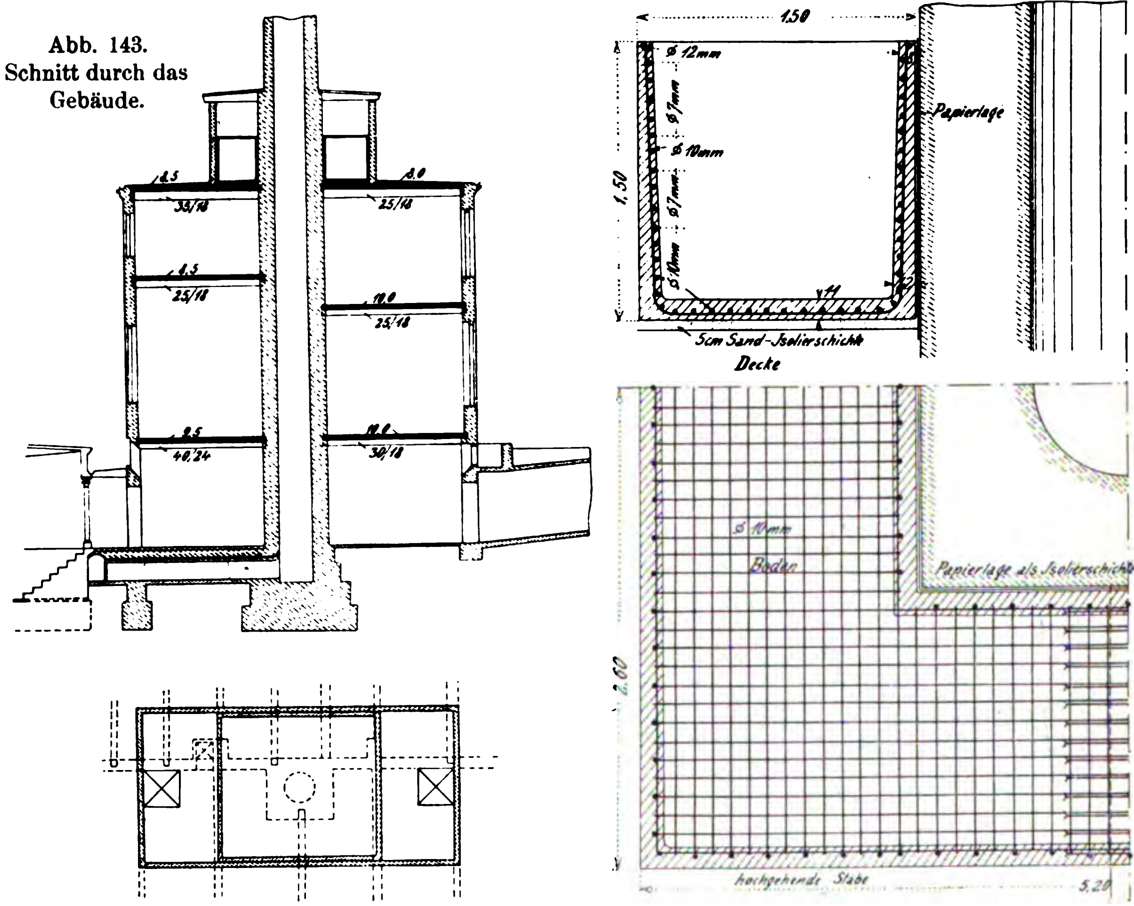


Abb. 143. Schnitt durch das Gebäude.

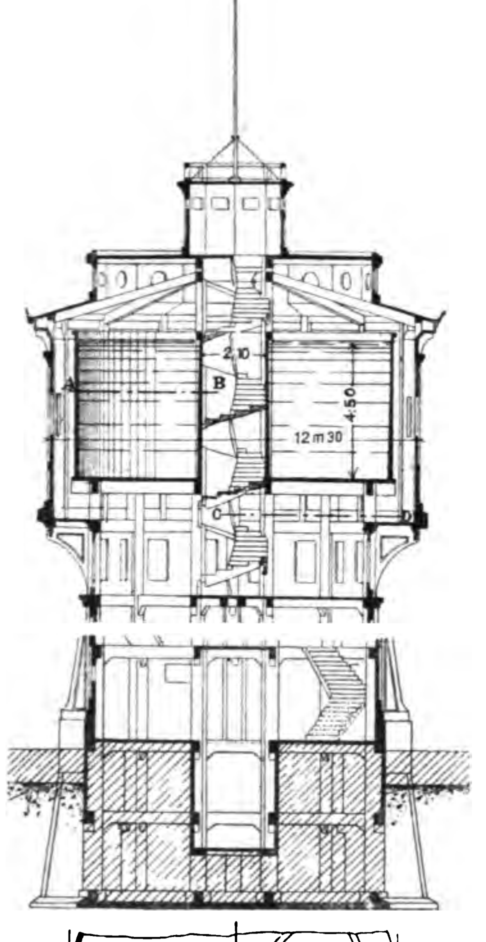
Abb. 144. Grundriß des Dachraumes. Abb. 145. Armierungs-Einzelheiten.
Behälter am Dache des Koch- und Waschküchengebäudes in Coburg.

geschlossenen Raume untergebracht. Die 11 cm starke Sohle ist auf 5 cm Sandschüttung gebettet und mit einem gekreuzten Netz von 10 mm-Rundeisen und 10 cm Maschenweite armiert. Die 1,5 m hohen Wände sind an der Sohle 12 cm, am Bordrand 8 cm stark und mit einem Netz von vertikalen und horizontalen Rundeisen, deren Stärke dem Plane Abb. 143, 144 u. 145 zu entnehmen sind, armiert. Die innere Wand ist vom Schornsteinschaft durch eine Papierlage isoliert. Die Innenflächen sind mit Portlandzementmörtel verputzt. Ausgeführt von der Frankfurter Betonbau-Gesellschaft.

Wasserturm in Köbanya.

Der zylindrische Behälter von 10,3 m Durchmesser, 5 m Wandhöhe und 360 m³ Nutzinhalt ist in einer Höhe von 23,5 m angeordnet (Abb. 146, 147). Die Sohle des Behälters ist

als Tragwerk ausgebildet und stützt sich auf 8 äußere und 4 innere Pfeiler, die in Höhenabschnitten von etwa 3 m durch das Tragwerk der Stiegenpodeste verbunden sind. Die Treppen sind in den unteren 6 Geschossen in dem Raume zwischen äußeren und inneren Pfeilern angeordnet und führen von dem 7. Geschoß an durch den von den inneren Pfeilern und dem Innenmantel des Behälters gebildeten, quadratischen Aufstiegschacht bis zur oberen mit einer Laterne gekrönten Plattform empor. Der Behälter ist durch einen zylindrischen Mantel von 12,3 m Durchmesser und die Dachdecke gegen Witterungseinflüsse geschützt. Die Last des oberen Aufbaues wird einesteils auf die Innenpfeiler, andernteils durch die Vertikalrippen des Schutzmantels auf die Konsolen der Außenpfeiler übertragen.



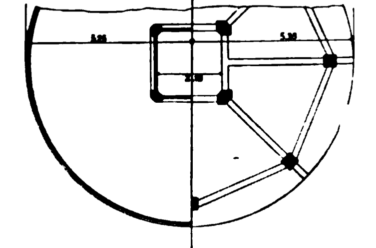


Abb. 146. Schnitt und Grundriß.



Abb. 147. Wasserturm in Köbanya.

Die etwa 26,5 m hohen Pfeilerschäfte sind auf einer gemeinsamen, durch Rippen verstärkten Fundamentplatte fundiert. Das Bauwerk ist nach System Hennebique entworfen.

Der Wasserturm in Szegedin (Ungarn) mit 1000 m³ Nutzinhalt wurde von Dr. Zielinski nach derselben Type wie die eben Beschriebene entworfen[1]) und dürfte die größte Ausführung dieser Art sein.

[1]) Vasbetetés betonszerkezetek. Budapest 1906. Seite 121 u. f.

Hochbehälter in Kirchseeon, Bayern.

Für die dortige Imprägnieranstalt wurde ein Wasserturm in einer Gesamthöhe von 27 m errichtet (Abb. 148 u. 149). Der Nutzinhalt des Behälters beträgt 131 m^3. Der Behälter wird von Eisenbetonpfeilern getragen, welche durch 3 Zwischendecken und den Behälterboden miteinander verbunden sind und je 59 t zu tragen haben. Der Sockel des Turmes ist bis zu einer Höhe von 4 m aus Stampfbeton. Die Zwischenräume der Pfeiler sind mit Ziegelmauerwerk geschlossen. Der zylindrische Behälter ist durch eine Zwischenwand in 2 gleichgroße Behälter geteilt, um denselben führt ein Rundgang. Das Dach ist pyramidenförmig

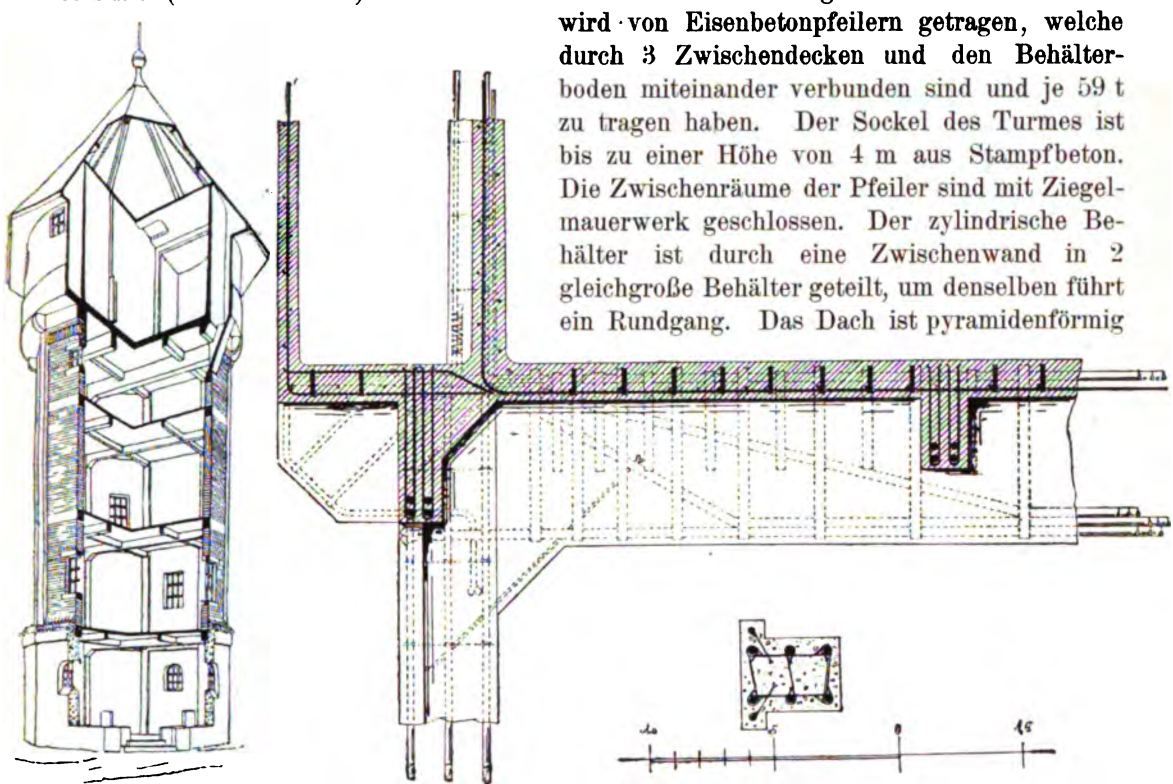


Abb. 148. Hochbehälter in Kirchseeon. Abb. 149. Einzelheiten.

in Eisenbeton hergestellt. Die Arbeit wurde am 2. November 1902 begonnen und war am 1. Mai 1903 beendet. Der architektonische Entwurf stammt von den Architekten Gebr. Rank in München, die Konstruktion ist nach System Hennebique durchgebildet.

Behälter im Marine-Arsenal zu Toulon.[1])

Der Turm stellt die erste Ausführung dieses Typs — System Coignet — dar. Auf leicht gehaltenen Mauerwerksäulen ist der eigentliche Behälter für 500 m^3 Inhalt angeordnet, dessen Boden eine Kalotte mit seitlich ansteigenden Auskragungen bildet. Die Vorteile liegen in der bedeutenden Wirtschaftlichkeit des Behälters sowie dessen Unterbaues (Abb. 150),

Der über die Pfeilerköpfe verlaufende horizontale Bodenteil ist 15 cm stark und mit 2 ⊏-Eisenkränzen von 60 × 30 × 6 mm versehen. Die gekreuzte Armatur besteht aus 6 mm-Rundeisen, die in Abständen von 10 cm verlegt sind.

Die Verteilungsstäbe der Kalotte sind 6 mm, die Meridianstäbe 12 mm-Rundeisen.

Eine starke Armatur weisen die Auskragungen auf, hier sind 18 mm R.-E. Horizontalkreise in Abständen von 5 cm und nach der Bodenneigung verlaufende 20 Stück 40 × 20 × 5 mm ⊏-Eisen, zwischen welchen parallele 12 mm-Rundeisen gezogen sind, angeordnet.

An der Stoßkante zwischen Boden und der Behälterwandung sind I-Eisen

[1]) Berger u. Guillerme, la construction en ciment armé, Paris 1905.

180 × 55 × 8,5 mm vorgesehen. Ein gleicher Gürtel befindet sich an der Stoßkante der Wandung und der Decke.

In der Achse des Behälters ist ein Schacht zur Aufnahme der Wendeltreppe gebildet, derselbe führt bis unter die Deckkuppel, die mit einer leichten Laterne von 1,40 m Höhe bekrönt erscheint. — In gleicher Ausführung wurden von Coignet zwei weitere Behälter für das Arsenal in Toulon ausgeführt, die sich nur durch die Höhe des Aufbaues unterscheiden.

Für gewöhnliche Fälle mit geringer Entfernung der kreisförmigen Ringe wendet Coignet 6 mm-Rundeisen als Erzeugende in Abständen von weniger als 10 cm an.

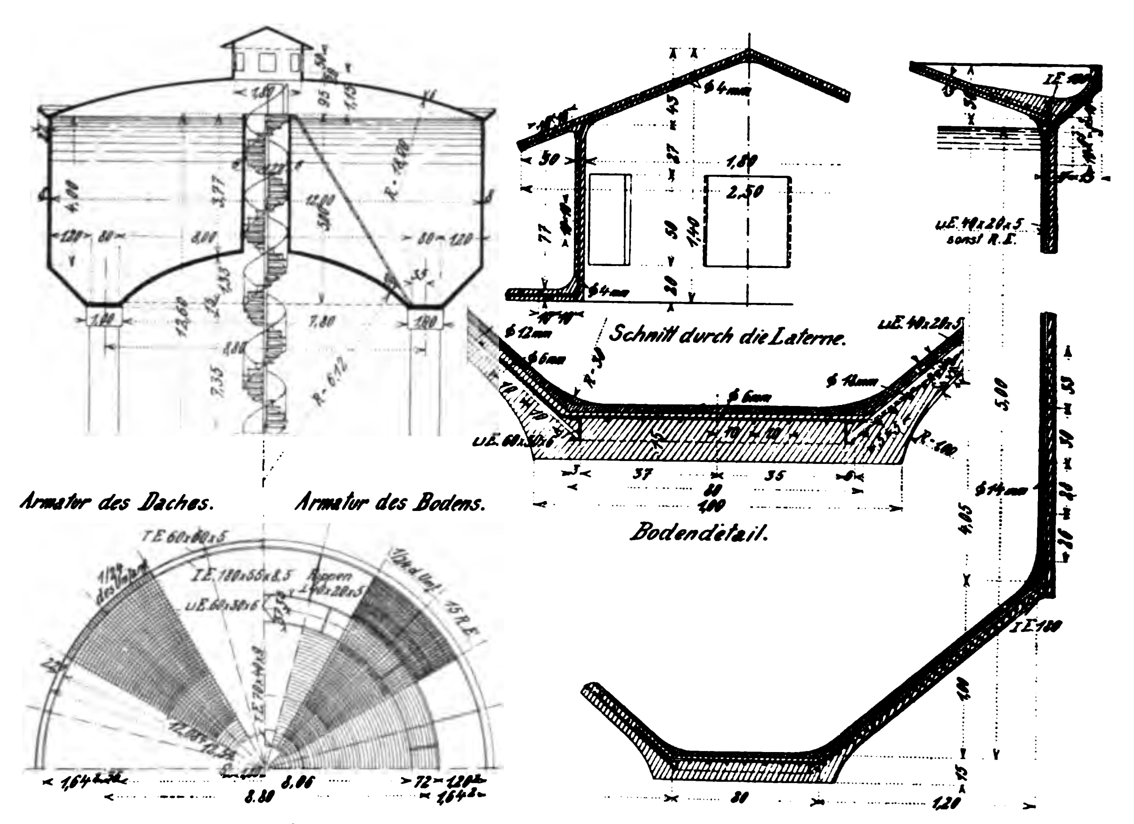


Abb. 150. Wasserturm im Marine-Arsenal zu Toulon.

Mit Rücksicht auf die bequemere Herstellung des Behälters ordnet er etwa alle 2 m im Umkreise zur Versteifung des Gerippes Erzeugende aus Fassoneisen — gewöhnlich ⊏-Eisen — an. Die letzten ringförmigen Armierungen sind aus Flacheisen gebildet, die mit den Vertikalen (den Erzeugenden) zu einem festen Gerippe vereinigt sind.

Bei der Ausführung werden die Abstände der Ringe auf den vertikalen Fassoneisen angerissen und in gleicher Weise die Abstände der Erzeugenden an den früher erwähnten Flacheisen kenntlich gemacht.

Die Art und Weise, wie die Auflagerung hergestellt wird, hängt von der Natur des Terrains ab. Coignet ordnet immer eine Unterlage Magerbeton an, auf welchen er das hinreichend armierte und mit dem Zylinder durch seitliche Versteifungen verbundene Fundament aufsetzt.

Bei Ausführung von Hochbehältern ordnen Coignet, Bonna und andere französische Konstrukteure einen kuppelförmigen Behälter-Boden an, der wegen seiner geringen Stärke und wegen der Vermeidung von Rippen — wie diese bei einem geraden Boden nötig wären — ökonomische Vorteile bietet. Bei Verwendung dieser Böden wird die Anordnung eines Eisenringes zur Aufnahme des Horizontalschubes nötig, wenn dieser nicht durch die Einhaltung des Intzeschen Prinzips beseitigt ist. Als Decken der Behälter ordnet Coignet für gewöhnlich sphärische Kalotten an, welche im Scheitel eine Laterne tragen. Der Pfeil der Kalotte schwankt zwischen 1/10 bis 1/12, um die Horizontalschübe tunlichst herabzumindern.

Zur Berechnung der Kuppel wendet Coignet folgende Regeln und Formeln an:

Die gesamte Auflast (Eigengewicht und Beschüttung) dividiert durch den Umfang des Behälters ergibt die Last p für 1 m Umfang.

Der Horizontalschub wird sodann aus $H = \frac{2py}{D}$ berechnet, wobei $y = r - f$ die Differenz von Kuppelradius r und dem Pfeil f, und D den Behälterdurchmesser bedeuten.

Dieser Horizontalschub erzeugt im Zugring mit der Querschnittsfläche f_e die Zugbeanspruchung:

$$\sigma_e = \frac{HD}{2 f_e}.$$

So erhält man die Eisenquerschnittsfläche:

$$f_e = \frac{2py}{D} \cdot \frac{D}{2\sigma_e} = \frac{py}{\sigma_e} = \frac{p(r-f)}{\sigma_e}.$$

Die Zugkraft im Ring des Behälters ist gleich der Gesamtlast, dividiert durch den Umfang des Behälters, multipliziert mit der Differenz des Kuppelradius und der Kuppelhöhe.

Da der Durchmesser der Zylinder zumeist groß ist, so gelangen für den Armaturring Profileisen zur Verwendung, deren Stoß in solider Weise verbunden wird.

Die Kalotte selbst wird in einer Stärke von 5 cm ausgeführt, welche im allgemeinen zur Aufnahme der tangentialen Komponente der gesamten Auflast genügt. Die Armierung der Kuppel ist nach Längen- und Breitenkreisen von 10 cm Abstand verlegt. Die nach erster Art verlegten Eisen sollen den Scherkräften widerstehen, während die nach der zweiten Art verlegten die Verteilungsstäbe bilden.[1]) Bei der Scherarmatur sind nur einzelne Stäbe über den Kuppelscheitel hinweggeführt, die dazwischen verlaufenden Stäbe nehmen — nach Zonen geteilt — an Länge ab.

Coignet berechnet die Querschnitte dieser Stäbe auf Grund einer Inanspruchnahme von 1000 kg/cm² auf Abscherung.

Behälter im Fabrikgebäude der Herren Sauter, Harlé.

Die Abb. 151 zeigt eine Zisterne in armiertem Beton nach System Coignet von 9,35 m Länge, welche 1,40 m in der Mitte und 2,5 m an den Enden breit ist. Der Höhenschnitt zeigt die Form eines Rechtecks mit aufgesetztem Trapez. Die Höhe ist 3,5 m.

Die gleiche Abb. 151 zeigt einen Kühlbehälter von 6,3 m Länge, 4,7 m Breite und 2,25 m Höhe mit einem Dienstweg von 1 m Ausladung um den ganzen Raum herum und einen Behälter für den Ventilator in der gleichen Länge wie zuvor angegeben.

[1]) Bei der in diesem Kapitel ausgeführten Berechnung der kegelförmigen Dächer und der Kuppeln fällt der nach Breitenkreisen verlegten Armatur die Rolle von Druckverstärkungen zu.

Alle diese Behälter ruhen auf vier Säulen von 40/40 cm Querschnitt und 6 m Höhe über dem Fußboden des Maschinenraumes. Jede Säule überträgt ihr Gewicht vermittels einer 15 cm starken armierten kreisförmigen, mit Rippen versehenen Platte auf einen 4,85 m unter dem Fußboden angeordneten Fundamentklotz. Der Durchmesser der Kreise mißt 2 m, bezw. bei zwei Säulen 1,60 m, die Armierung der Platte besteht aus 10 mm-Rundeisen.

Die Rippen sind 40 cm breit, im Aufriß trapezförmig. Ihre Armierung besteht bei den größeren Pfeilerfüßen aus drei entsprechend gebogenen 26 mm-Rundeisen, bei den kleineren Pfeilerfüßen aus der gleichen Anzahl 20 mm-Rundeisen. Die Säulen sind mit Rippen, welche an ihren Enden konsolenartig auskragen, verbunden. Diese Rippen sind mit vier 30 mm-Rundeisen und mit 6 mm-Bügeln armiert und tragen vier Träger, welche im Verein mit Nebenträgern und einer 10 cm starken Platte den Boden des Behälters bilden.

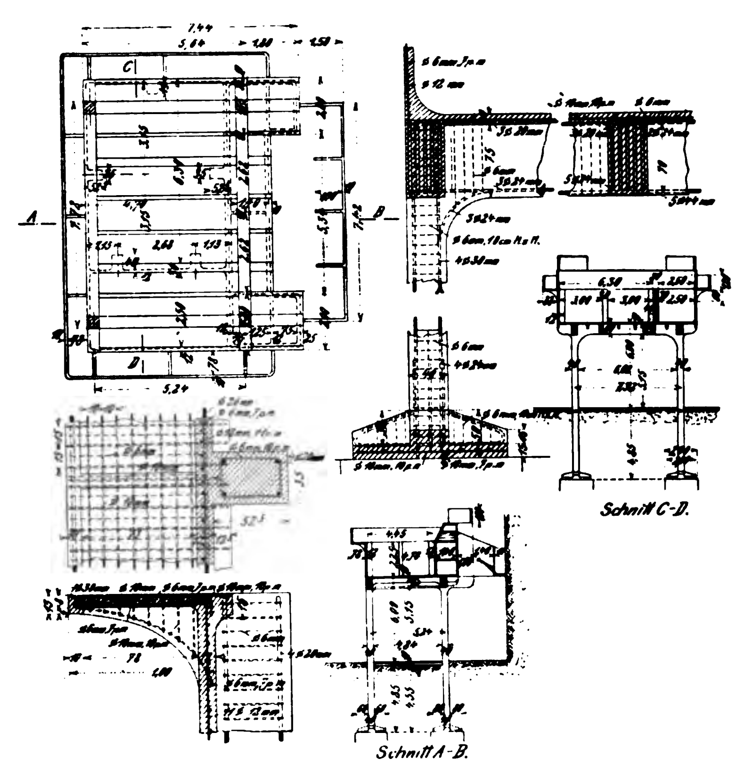


Abb. 151. Zisterne und Kühlbehälter im Fabrikgebäude in Harlé.

Die Armatur der Bodenplatte besteht aus 7 Stück 16 mm-Rundeisen und senkrecht hierzu zehn 10 mm-Rundeisen.

Wasserschloß in der Weltausstellung Paris 1900.

Ein großes Werk in armiertem Beton nach System Coignet ist das Wasserschloß in der Weltausstellung Paris 1900, welches auch wegen seiner raschen Herstellung erwähnenswert ist.

An und für sich ist das Bauwerk eine Riesennische, an welche sich ein zylindrischer Teil anschließt und die von einer Kalotte bedeckt wird.

Das monumentale Portal wird durch einen Bogen von 40 m Höhe gebildet, dessen innerer Radius 12 m und dessen äußerer 14 m beträgt. Die Kalotte stützt sich auf einen vorderen Bogen und besitzt vier Sekundärträger.

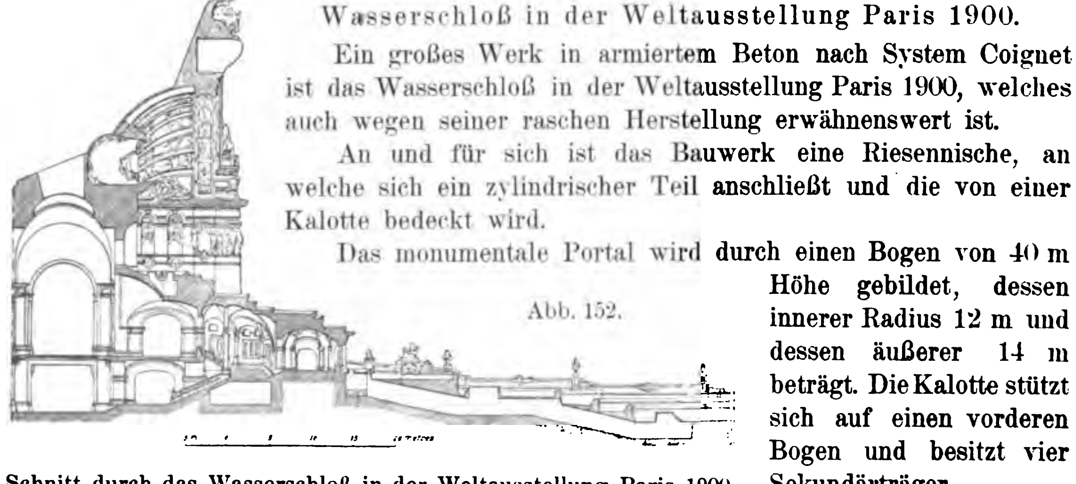


Abb. 152.

Schnitt durch das Wasserschloß in der Weltausstellung Paris 1900.

Im Hintergrunde der großen Nische befindet sich ein kleiner Überlaufbehälter von 7 m Länge und 5 m Höhe, welcher sich auf einen 1 m über dem Mittelträger angeordneten Boden stützt. Die Wasser stürzten in verschiedenen Höhen herab. Der doppelte Hauptbogen trägt eine Scheitellast von 100 000 kg und bot bei seiner Höhe von 2,80 m bedeutende Ausführungsschwierigkeiten, von denen man sich eine ungefähre Vorstellung aus der bildlichen Darstellung des Bauwerkes machen kann (Abb. 152).

Die Nische hat eine größte Höhe von 11 m, eine Stärke von 10 cm und hat eine Belastung von 5875 kg zu tragen. Die Armatur besteht aus einem Netz von 10 mm-Rundeisen, die in Abständen von 10 cm verlegt sind. Die Versteifungsrippen haben einen Querschnitt von 20/20 cm und sind mit vier 20 mm-Rundeisen armiert.

Die Träger sind 50/50 cm stark und haben je 90 t zu tragen; die Armierung derselben besteht aus zwölf 30 mm-Rundeisen.

Um diese enorme Last auf das Ziegelmauerwerk des Fundaments zu übertragen, war die Anordnung besonderer Schuhe nötig.

Versorgungsbehälter der Stadt Madeleine bei Lille.

Diese beiden Behälter von 11,8 m innerem Durchmesser und 6,25 m Höhe ruhen auf einer Mauerwerkskonstruktion, welche sich 5,55 m über das umgebende Gebäude erhebt (Abb. 153). Die Gesamthöhe beträgt 11,80 m. Die Achsenentfernung der beiden Behälter beträgt 15 m, jeder derselben faßt 500 m³ bei einer Wasserhöhe von 5,30 m.

Der Boden besteht aus einer zentral angeordneten Kuppel und einem äußeren konzentrisch angeordneten Gewölbe.

Die Pfeilverhältnisse sind derart gewählt, daß sich die Horizontalschübe des Innen- und Außenbodens das Gleichgewicht halten.

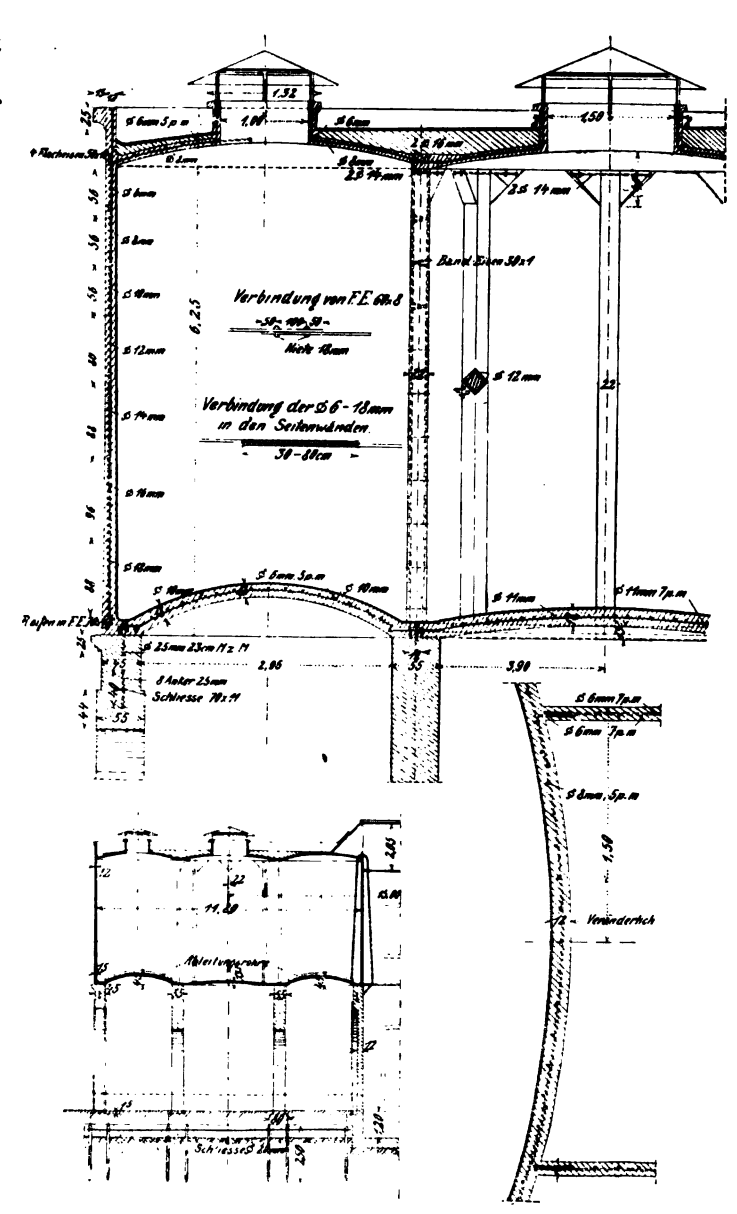


Abb. 153. Versorgungsbehälter in Madeleine bei Lille.

Über dem äußeren Mauerwerkkranz ist ein Ring aus Flacheisen zur Aufnahme des Horizontalschubes angeordnet.

Die Stärke des Bodens beträgt durchweg 18 cm. Die Armatur des äußeren Bodens mit 2,95 m Lichtweite und 45 cm Stich besteht aus 10 mm-Rundeisen, die von Widerlager zu Widerlager verlaufen, und senkrecht hierzu verlaufenden 6 mm-Verteilungsstäben. Die innere Kuppel von 3,90 m Lichtweite ist mit einem Netz von 11 mm-Rundeisen armiert.

Die vertikalen Wände sind unten 15 cm, oben 12 cm stark.

In Vertikalabständen von 12 cm sind geschlossene Ringe angeordnet, deren Durchmesser nächst der Sohle 18 mm und nächst dem Bordrande 6 mm betragen. Diese Armierung wird durch vertikale Rundeisen ergänzt, die in Abständen von 15 cm angeordnet sind.

Die Decke ist in gleicher Weise wie die Sohle ausgebildet. Über der Behälterwand ist ein Ring von vier Flacheisen 50/10 mm eingebettet. Die Decke wird von Eisenbetonpfeilern getragen, welche auf dem inneren Mauerkranz fußen. Diese 22/22 cm starken Pfeiler sind mit vier vertikalen Rundeisen von 12 mm Durchmesser armiert.

Die Decke des Behälters wird von zwei Laternen, welche der Entlüftung dienen, überragt.

Die zwei ganz gleich ausgeführten Behälter sind durch einen Gang aus Eisenbeton verbunden.

Dieses bedeutende Bauwerk wurde nach den Plänen Boussirons von Oranie l'Host in weniger als einem Jahre fertiggestellt.

Hochbehälter von 15 m³ Inhalt.

Der zylindrische Behälter von 3,3 m Durchmesser und 1,9 m lichter Höhe ruht auf einer kreisförmigen Plattform in 7 m Höhe über dem Gelände und wird von vier Pfeilern 25/25 cm getragen, welche 70 cm tief fundiert sind (Abb. 154). Die Entfernung der Pfeilermittel beträgt im Fundament 3,90 m und nächst der oberen Plattform 2,20 m. In einer Tiefe von 50 cm unter dem Terrain verbreitern sich die Säulenfüße auf 80/80 cm und übertragen den Druck auf einen 8 cm starken und 80 cm breiten Plattenstreifen, der die vier Pfeilerfundamente verbindet und mit je acht Stück 7 mm-Rundeisen armiert ist. Unter den Säulen erhält diese Platte sechs Rundeisenzulagen von 7 mm Durchmesser und 0,75 m Länge.

Die Säulen sind mit vier Rundeisen als Längsarmatur und alle 20 cm mit 6 mm-Bügeln armiert. Die Längsarmatur ist in die Sohlenplatte und in die obere Plattform eingebogen. Die Querverbände sind in Höhen von 2,5 und 5 m angebracht. Sie haben einen Querschnitt von 15/20 cm und sind mit vier 10 mm-Rundeisen, ferner mit 6 mm-Bügeln armiert, deren Abstände beim Anschluß an den Pfeiler 10 cm und in ihrer Mitte 20 cm betragen. Der Anschluß an die Pfeiler erfolgt durch Vouten, die mit vier 10 mm-Rundeisen armiert wurden.

Durch die konsolenartige Ausbildung der Pfeilerköpfe wird eine innige Verbindung mit den Trägern der Plattform hergestellt. Die Armierung der Konsolen besteht aus je zwei 12 mm-Rundeisen, welche in den Pfeilerschaft und in die Träger eingreifen.

Die Platte dieser Decke ist 7 cm stark und bildet zugleich den Boden des Behälters. Die Armatur der Platte besteht aus einem nächst der Plattenunterkante angeordneten gekreuzten Netz von 10 cm Maschenweite, das aus 6 mm-Rundeisen gebildet ist. Über den Rippen sind nächst der Plattenoberkante zur Aufnahme der negativen Momente etwa 1 m lange 6 mm-Rundeisen vorgesehen.

Die auskragenden Teile der Plattform von 3,95 m Durchmesser werden von Konsolen getragen, die in der Verlängerung der Träger angeordnet sind. Zwischen den Enden dieser Konsolen und den Pfeilerköpfen ist die Armatur der Platte durch je fünf 10 mm-Rundeisen von 1,50 m Länge verstärkt.

An die Sohle schließt sich voutenartig die vertikale Wandung von 7 cm mittlerer Stärke an, die das gleichstarke Dach trägt.

Die nächst der Außenfläche eingebettete Horizontalarmatur besteht aus 11,2 m langen 7 mm-Rundeisenringen, deren Entfernungen nächst der Sohle 8 cm, nächst der Decke 20 cm betragen. Die Vertikalarmatur besteht aus 10 6 mm-Rundeisen für 1 m Umfang, deren Länge mit Rücksicht auf die Eingriffe in Sohle und Dach mit 2,8 m bemessen wurde. An der Innenseite sind nächst der Sohle 10 6 mm-Rundeisen für 1 m Umfang mit 1,5 m Länge angeordnet. Die Sohle und Seitenwand des Behälters wurden mit 2 cm Portlandzementmörtel verputzt.

Die 7 cm starke Dachplatte ist mit einem gekreuzten Netz von 6 mm-Rundeisen und 10 cm Maschenweite, dessen Stäbe in die Vertikalwandung eingreifen, armiert.

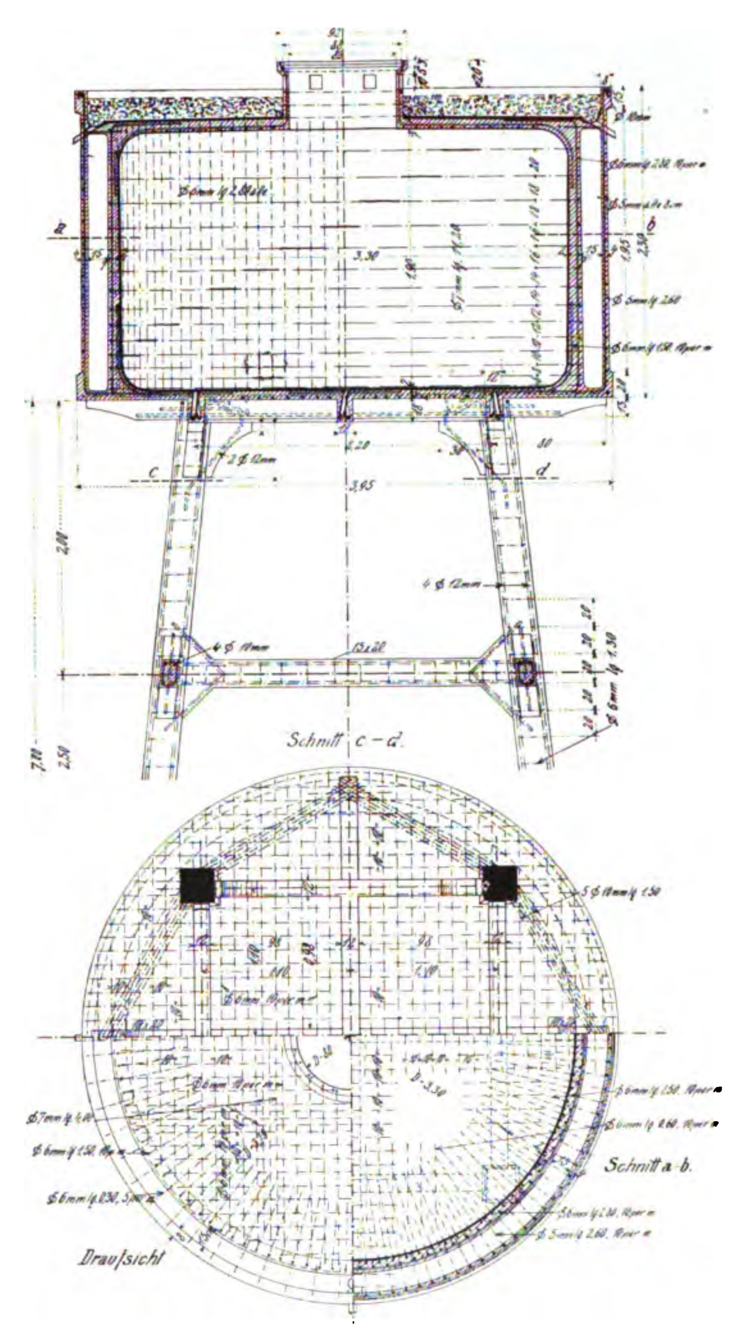


Abb. 154. Hochbehälter von 15 m³ Inhalt.

Um den Behälter vor schädlichen Temperatureinflüssen zu bewahren, wurde in einem Abstande von 15 cm ein Eisenbetonmantel von 4 cm Stärke angeordnet. Die Armatur desselben besteht aus horizontalen und vertikalen 5 mm-Rundeisen, die Entfernung der horizontalen ist 8 cm, der vertikalen 10 cm. Der auf diese Weise entstehende 15 cm breite Zwischenraum wurde mit Holzspänen angefüllt.

Der Außenmantel bildet mit seiner oberen Verlängerung das Gesims des Daches.

In der Mitte des Daches ist eine 40 cm hohe Entlüftungslaterne angebracht, deren lichter Durchmesser 80 cm beträgt. Die Oberfläche der Dachplatte hat eine Neigung nach außen erhalten und wurde mit 2 cm-Portlandzementmörtel verputzt. Nächst dem Kranzgesimse ist eine muldenartige Rinne vorgesehen, von welcher aus die Entwässerung erfolgt. Die Abdeckung besteht aus einer 15 cm starken Sand- und Schotterschicht.

Die Gesamthöhe des Turmes, welcher von Boullanger u. Schuhl entworfen wurde, beträgt 9,5 m über dem Gelände.

Behältergebäude der Färberei Mars in der Rue Saint Charles in Paris.[1])

Die Abb. 155 und 156 zeigen ein nach System Hennebique vollständig in Eisenbeton ausgeführtes Behältergebäude, welches in ungleichmäßiger Verteilung in den

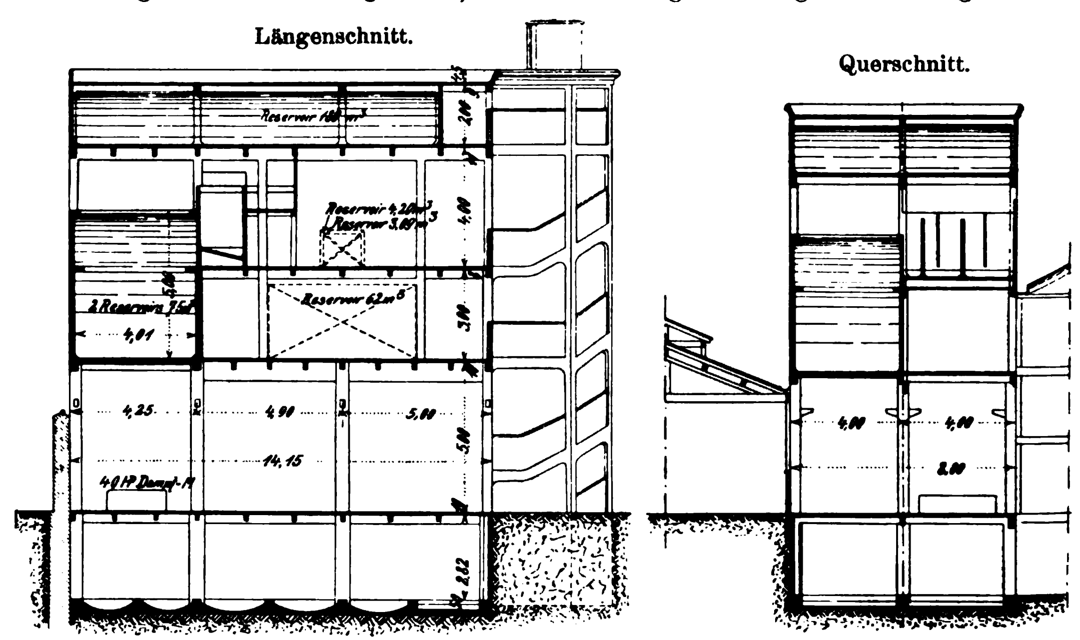


Abb. 155. Behältergebäude der Färberei Mars, Paris.

Geschossen Wasserbehälter enthält. Da das Gebäude auf sehr mittelmäßigen Boden zu stehen kam, mußte die Last von den Pfeilern und Umfassungswänden durch eine Anordnung von Haupt- und Nebenrippen, zwischen welche Kontregewölbe gespannt sind, auf die ganze Fundamentfläche verteilt werden. An zwei Seiten des Gebäudes sind alte Stützmauern vorhanden gewesen, an der dritten Seite ist das Haus gegen die Kesselanlage offen, die vierte Seite ist durch eine gewöhnliche Ziegelmauer abgeschlossen worden. Im Erdgeschoß des Gebäudes ist eine Färberei untergebracht, die eine vierzigpferdige Betriebsdampfmaschine besitzt. Die Maschine, welche die Pumpen und die andere maschinelle Einrichtung in Betrieb setzt, wiegt 7000 kg und ruht direkt auf der Platte der Kellerdecke. Vier Transmissionsträger durchlaufen das Gebäude der ganzen Länge nach und ruhen auf den Konsolen der Säulen auf.

Im ersten Stock ist ein Zwillingsbehälter mit 150 m³ Inhalt und ein Heißwasserbehälter von 60 m³. Durch den Einbau der Behälter in dieses Geschoß wurde eine

[1]) Le Béton armé.

Verschiebung der Säulen nötig; wir ersehen aus Abb. 155, wie die aufgehenden Säulen — mit 51 bis 56 t Gewicht — ziemlich in der Mitte der Hauptträger angeordnet sind.

Das zweite Geschoß ist teilweise von denselben Reservoiren eingenommen, außerdem befindet sich hier ein besonderer chemischer Reinigungsapparat, der eine Reihe von sehr schwierig herzustellenden Teilungen nötig machte.



Abb. 156. Ansicht des Behältergebäudes.

Im dritten Stock befindet sich ein Behälter von 180 m³ Inhalt für die Versorgung der Fabrik. Die Füllung desselben erfolgt mittels Pumpwerks aus einem Brunnen. Es ist ferner die Anordnung getroffen, daß in diesem Behälter das Regenwasser gesammelt werden kann (siehe Dachform).

An Stiegen finden wir in einem Anbau eine 1,15 m breite, sehr gut beleuchtete Hauptstiege, ferner eine einfache offene Stiege, welche auf die Dachterrasse führt.

Es sei noch erwähnt, daß die Last im Gebäude sehr ungleichmäßig verteilt ist, was aber auf die Senkung des Bodens ohne Einfluß geblieben und hauptsächlich seinem monolithischen Charakter zuzuschreiben ist. Man kann hier ferner sehen, wie gering der Einfluß der im Gebäude gehenden vierzigpferdigen Dampfmaschine ist, da den Behältern durch deren Erschütterungen keinerlei Schaden zugefügt wurde.

Behälter in der Fabrik Gennevilliers der „Société d'éclairage, chauffage et force motrice".

Zwei Behälter mit je 400 m³ Inhalt in gleicher Ausführung: 15 m hoher Unterbau aus Eisenbetonpfeilern, die in drei verschiedenen Höhenlagen miteinander verbunden sind. Eine Wendeltreppe vermittelt den Aufstieg zum zylindrischen Behälter.



Abb. 157. Wasserschloß in Rochefort-en-Yvelines.

Ausführungszeit etwa 70 Tage. — Weiters wurden die Ölbehälter in Gennevilliers und das Wasserschloß in Rochefort-en-Yvelines (Abb. 157) im Parke des Herrn Porgès ausgeführt, das eine Fläche von 1600 m² bedeckt.

Wasserturm in Eisenbetonkonstruktion in Newton-le-Willows in England.

Wie aus Abbildung 158 zu entnehmen ist, hat der zylindrische Behälter einen inneren Durchmesser von 21,94 m und eine Tiefe von 3,66 m. Der Nutzinhalt beträgt 1362 m³. Dieser Behälter wird von 28 Säulen getragen. Der innere Säulenkranz umschließt den polygonalen Mittelschacht, der zur Aufnahme der Rohrleitung und einer Wendeltreppe dient. Die übrigen Säulen unterstützen in zwei konzentrischen Kränzen den Behälter.

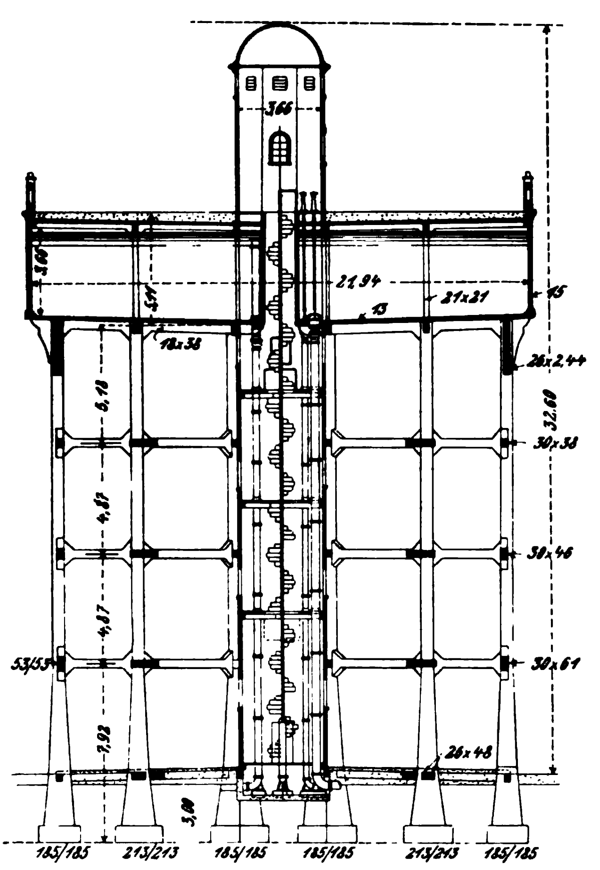


Abb. 158. Wasserturm in Newton-le Willows.

Die Behälterwand hat eine Stärke von 15 cm und ist mit horizontalen Ringen armiert. Die 13 cm starke Sohlenplatte wird von radial verlaufenden Rippen, welche die Abmessungen 18/38 cm haben, ferner von konzentrischen, über den Pfeilern angeordneten Unterzügen von 26/48 cm bezw. 26/244 cm Stärke getragen. Die gesamte Konstruktion ist nach System Hennebique ausgeführt. Der auskragende Behälterboden wird von Konsolen von 76 cm Auskragung und 2 m Höhe unterstützt. Die Stoßkante zwischen Wandung und Sohle ist abgeschrägt. Die Decke des Behälters weist die gleiche Anordnung wie die Sohle auf, ist jedoch entsprechend der geringeren Belastung leichter konstruiert und wird ringsum von einem 1,66 m hohen Parapet umgeben. Um den schädlichen Einwirkungen der Sonnenstrahlung zu begegnen, ist ein Sandbelag aufgebracht worden. Diese Decke ist von 21/21 cm starken Säulen getragen, welche die obere Fortsetzung der unteren Säulenschäfte bilden. Der Mittelschacht ist im Behältergeschoß verengt und enthält bloß die Wendeltreppe. Abb. 159 zeigt den Turm während des Baues und Abb. 160 die Innenansicht des Behälters.

Die Fundamentplatten der Säulen des Mittelschachtes und des äußersten Kranzes sind 185/185 cm, jene des dazwischen liegenden Säulenkranzes 213/213 cm.

Die Fundamentsohle liegt 3 m unterhalb des Terrains auf Sandstein. Auf den Fundamentplatten setzen die Säulen mit einem Querschnitt von 91/91 cm an und verjüngen denselben in der Höhe der ersten Querverbindung, d. i. 7,92 m über Fundamentsohle, auf 53/53 cm, welchen Querschnitt sie bis zum Behälterboden beibehalten. Die Querverbände folgen in Vertikalabständen von 4,87 m, worauf in 5,18 m Höhe der

Boden des Behälters folgt. Die radialen Rippen der Verbände haben einen Querschnitt von 30/38 cm, während die konzentrischen Rippen im Querschnitt variieren: 30/61, 30/46 und 30/38 cm.



Abb. 159. Der Wasserturm in Newton-le-Willows während des Baues.

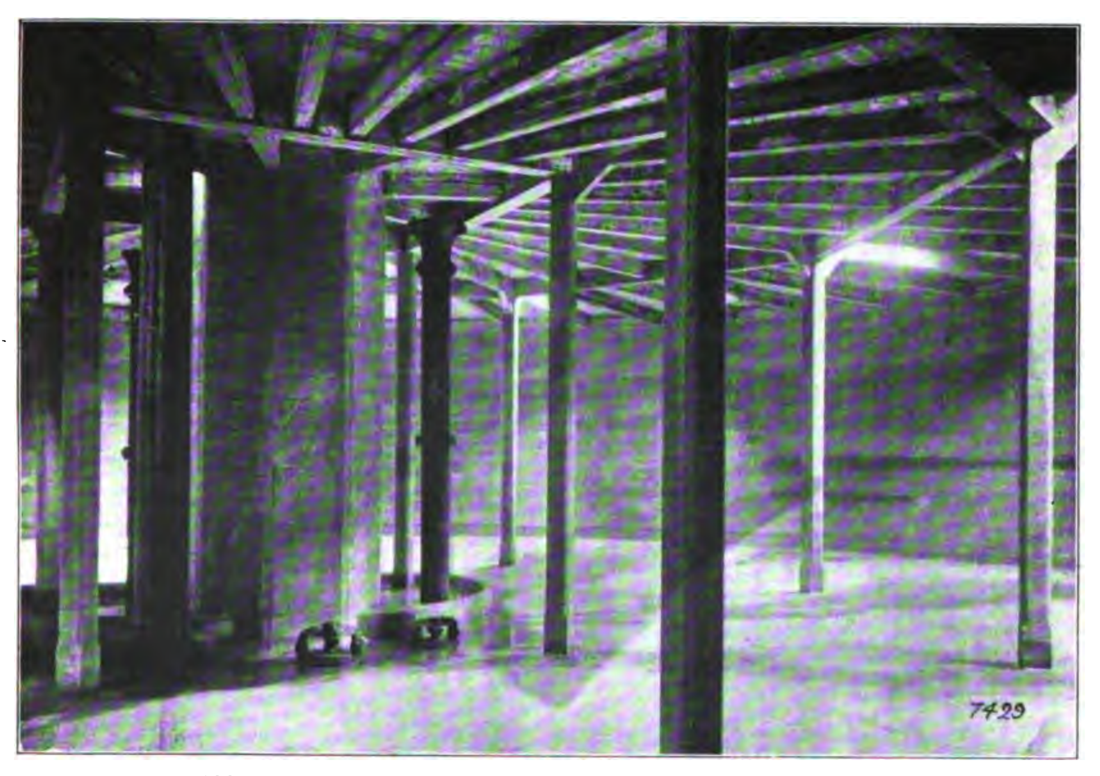


Abb. 160. Innenansicht des Wasserturmes in Newton-le-Willows.

Der Mittelschacht ist bis auf 32,6 m Höhe über dem Terrain angeordnet und wurde für die Betätigung der Ventile eingerichtet.

Die Bauausführung wurde von den Herren W. Cubitt u. Co. in London bewerkstelligt. Die Bauzeit währte von Juli 1904 bis Oktober 1905. Dieser eben beschriebene Typ war für andere Anlagen vorbildlich, von welchen jene von Bournemouth hervorgehoben sei.

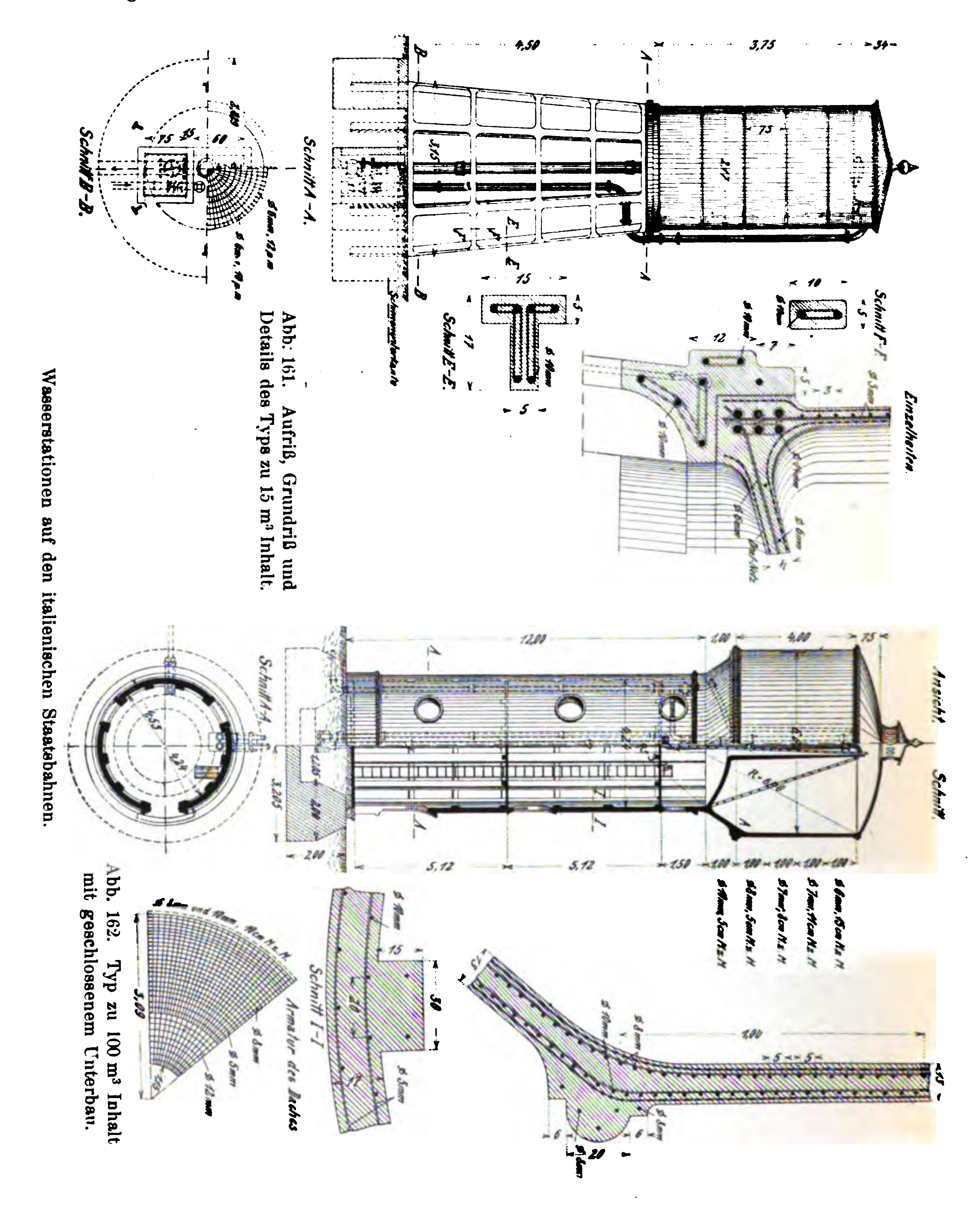


Abb. 161. Aufriß, Grundriß und Details des Typs zu 15 m³ Inhalt.

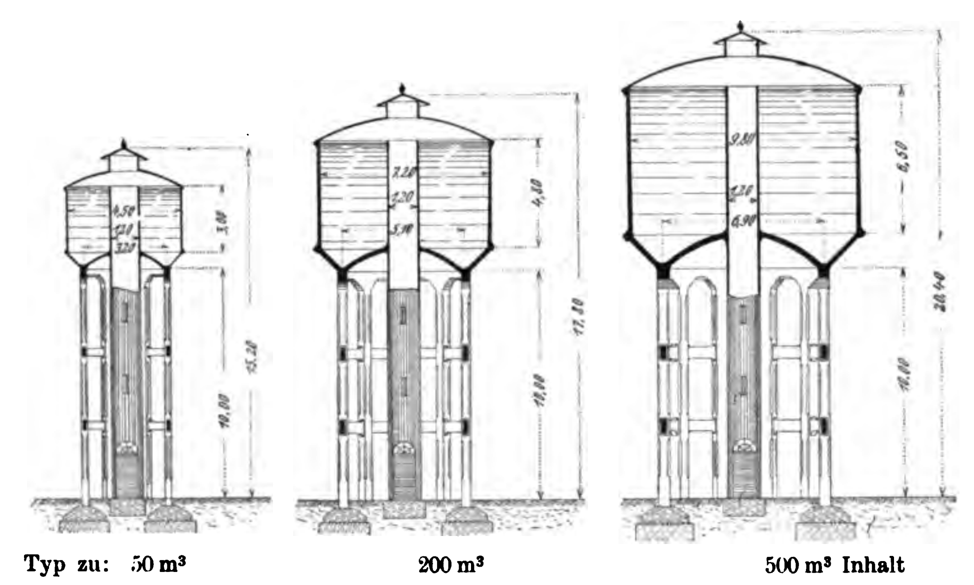
Abb. 162. Typ zu 100 m³ Inhalt mit geschlossenem Unterbau.

Wasserstationen auf den italienischen Staatsbahnen.

Wasserstationen auf den italienischen Staatsbahnen. [1])

Die Abb. 161 bis 163 stellen verschiedene, auf den Linien der italienischen Staatsbahnen zur Ausführung gelangte Typen von Behältern dar, die zur Aufspeicherung des Speisewassers für die Lokomotiven dienen.

Der in Abb. 161 dargestellte Typ für 15 m³ Inhalt zeigt einen zylindrisches Aushilfsbehälter von 2,17 m Durchmesser und 3,75 m Höhe, der mit einem Kegeldach abgedeckt ist und eine kuppelförmige Sohle hat. Der Unterbau erhebt sich 4,5 m über das Gelände und besteht aus 6 Pfeilern T-förmigen Querschnitts, die durch Querverbände unterteilt sind. Die Füllung erfolgt durch ein an der Außenseite hochgeführtes Speiserohr; das Entnahmerohr führt von der Mitte des Behälterbodens hinab. Außen angebrachte Steigeisen ermöglichen das Betreten des Daches, von welchem man durch



Typ zu: 50 m³ 200 m³ 500 m³ Inhalt

Abb. 163. Wasserstationen auf den italienischen Staatsbahnen.

eine kreisrunde Öffnung vermittels einer Steigleiter in den Behälter gelangt. Die Details der Armatur sind der gleichen Abbildung zu entnehmen.

Der Typ für 100 m³ Inhalt zeigt einen zylindrischen Behälter von 6 m innerem Durchmesser und 4 m Wandhöhe. Er ist mit einer 0,75 m hohen Kalotte bedeckt und ruht mit seinem 1 m hohen Intzeboden auf dem Mantel des Unterbaues auf. Die Details der Armatur sind der Abb. 162 zu entnehmen.

Die Typen mit 50, 200 und 500 m³ Inhalt sind nach demselben Prinzip wie der eben beschriebene konstruiert (Abb. 163). Die größeren Abmessungen gestatten hier die Anordnung eines Manipulationsbodens unterhalb des Behälters und die Anlage eines zentralen Steigschachtes. Die Säulenzwischenräume sind zumeist durch Eisenbetonwände abgeschlossen (Abb. 162).

Die Verwaltung der italienischen Staatsbahnen überläßt es den ausführenden Firmen, auch andere Systeme vorzuschlagen, behält sich jedoch stets die Prüfung dieser Projekte und des zur Verwendung gelangenden Materials vor.

[1]) Opere in cemento armato ed in calestruzzo di cemento esegnite lungo le linee appartenanti alla già Reta Adriatica und Congrès international des chemins de fer, Septième Session, Washington 1905. Question IV.

Trinkwasser-Verteilungsbehälter in Mailand.[1])

Um den steigenden Anforderungen zu genügen, wurde der Süd-Portalturm des „Castello Sforzesco“ in einen Wasserturm verwandelt (Abb. 164). Es wurden nämlich zwei Eisenbetonbehälter in den Turm eingebaut, von denen der obere bei einem inneren Durchmesser von 15,2 m eine Höhe von 8,8 m und somit einen Fassungsraum von 1500 m³ aufweist; der untere, kleinere Behälter hat bei einem Durchmesser von 14 m eine Höhe von 3,7 m, somit 500 m³ Nutzinhalt. Der große Behälter ist mit dem Verteilungsnetz verbunden, während der kleine Behälter nur dazu dient, um in den Stunden des schwächsten Verbrauchs den Überschuß, welcher sonst der Drainage anheimfallen würde, aufzufangen und die Aufspritzleitung zu speisen.

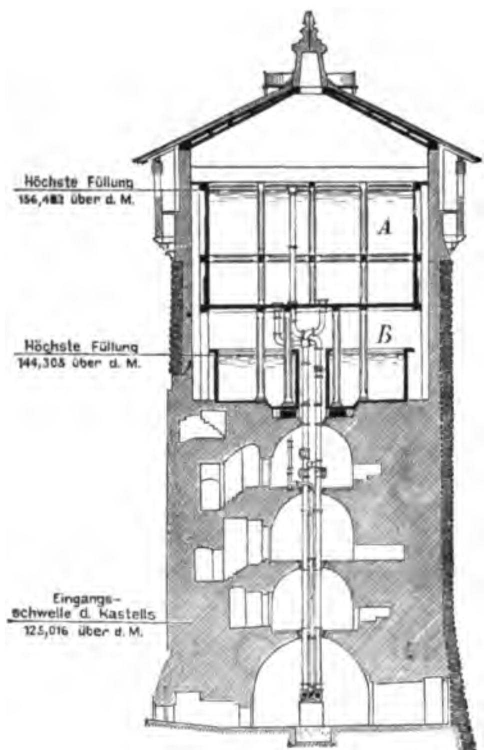
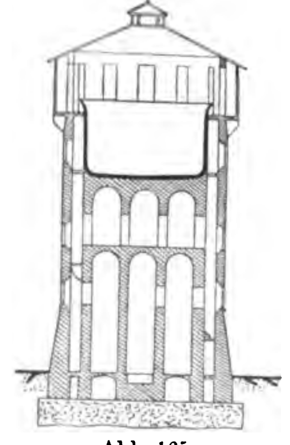


Abb. 164. Verteilungsbehälter in Mailand.

Der untere Behälter ruht mit dem Boden auf dem massiven Mauerwerk des Turmes auf, die Wandungen des äußeren Mantels und des zentral angeordneten Schachtes sind etwa 10 cm stark und armiert.

Der durch Rippen verstärkte Boden des oberen Behälters ruht auf Säulen auf, die in ihrer oberen Verlängerung die Vertikalrippen des Zylindermantels bilden. Diese Vertikalrippen sind am Behälterboden und am Bordrande, ferner in einer Höhe von 3,6 m über der Sohle durch horizontale, kreisförmige Rippen verbunden worden. Die Stärke der dazwischen liegenden Zylinderwandung nimmt von der Sohle bis zum Bord stufenweise von 0,25 m bis 0,10 m ab.


Abb. 165. Wasserturm in Forli.

Wasserturm in Forli (Italien).[2])

Der Behälter ist zylindrisch mit einem inneren Durchmesser von 10,5 m und einer Höhe von 6 m mit einem Inhalt von 520 m³ (Abb. 165). Die Eisenbetonkonstruktion wurde von der Firma Ettore Bennini in Forli nach System Luipold ausgeführt. Die Anlage dient zur Regulierung des täglichen Verbrauchs, weshalb nur ein geringer Teil des von den Pumpen gehobenen Quantums aufgespeichert wird, da das Wasser direkt von den Pumpen aus verteilt wird.

Wasserturm im Militärspital zu Rom.[3])

Der Behälter hat die Form eines Zylinders, mißt, von der oberen Kappe abgesehen, 5 m und hat einen inneren Durchmesser von ungefähr 6,20 m. Der darunterstehende Turm aus Mauerwerk ist ungefähr 15 m hoch mit einem sechseckigen Grundriß.

[1]) Beton u. Eisen 1905, Heft VIII. [2]) Il Cemento 1906, Nr. 1 und Beton u. Eisen 1906, Heft V. [3]) Beton u. Eisen 1906, Heft VIII.

Wasserturm zu S. Salvi in Florenz.[1]) (Abb. 166.)

Der Wasserturm dient zur Speisung sämtlicher Pavillons und Gebäude des Irrenhauses von S. Salvi. Die Provinzial-Verwaltung von Florenz ließ das Projekt durch Herrn Professor Ing. Attilio Muggia, Vertreter des Systems Hennebique studieren und von Ing. Leo Poggi in Florenz ausführen. Der Behälter sollte 50 m³ Wasser enthalten, und ermöglichen, daß dieses Quantum später auf 100 m³ gebracht werden kann, wodurch sich auch das ungewöhnte Verhältnis der Behälterabmessungen erklärt.

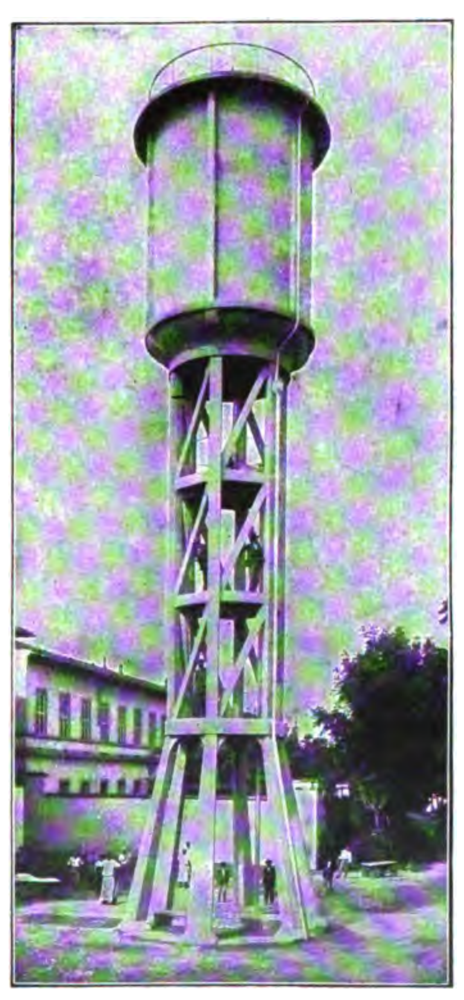


Abb. 166. Wasserturm zu S. Salvi in Florenz.

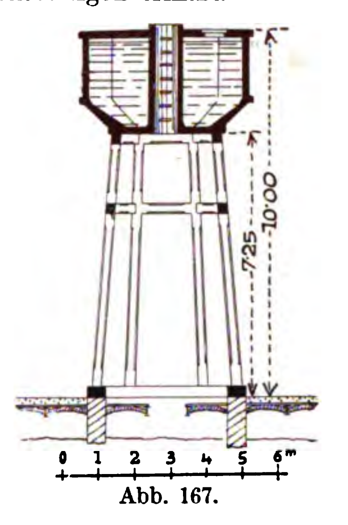


Abb. 167.



Abb. 168. Wasserturm am Dache einer Spinnerei.

Um in industriellen Etablissements für den Fall einer Feuersbrunst den für die Löscharbeit nötigen Wasserdruck zu erhalten, ordnet man die Behälter mit Vorliebe auf dem Fabrikdache an. Abb. 167 und 168 zeigen eine von Ingenieur G. A. Porcheddu-Turin herrührende Type,[2]) welche in gleicher Ausführung in den Spinnereien Ditta Wild und Abegg und zwar in Borgone und in Turin in Verwendung stehen.

[1]) Beton u. Eisen 1905, Heft XII. [2]) Il Cemento, 1906, Nr. 12.

Der Wasserturm in Forest (Belgien).[1])

Im Jahre 1904 schrieb die Brüsseler „Compagnie intercommunale des eaux de l'agglomération" einen Wettbewerb für einen Wasserturm von 500 m³ Inhalt und 30 m Höhe aus, der in der Nähe von Brüssel auf der Ebene von Berkendael in Forest errichtet werden sollte.

Unter den Bewerbern hat die Betonbau-Unternehmung Grondel frères in Gent und Halluin (Frankreich) mit einem Eisenbeton-Projekte den Sieg davongetragen. Es kam hier wieder einmal die Überlegenheit dieses Baumaterials zur Geltung.

Über einer gemeinsamen Fundamentplatte erheben sich acht Außenpfeiler und ein durch Pfeiler verstärkter Mittelschacht, die durch Zwischendecken oder Eisenbetonrahmen miteinander verbunden sind (Abb. 2 auf Tafel V).

Der Wasserbehälter besteht aus einem äußeren Zylinder von 11,7 m mittlerem Durchmesser, der in seinem Inneren ein zweites Rohr von 3 m mittlerem Durchmesser enthält. Die Wasserhöhe beträgt 5 m. Die äußere Wand ist 18 bis 10 cm stark. Die für 250 kg/m² Nutzlast berechnete Decke besteht aus Eisenbeton, deren Rand mit einem Hauptgesims und einem Geländer von insgesamt 1,3 m Höhe geziert ist.

Das Eisengerippe der Behälterwandungen ist in der hier oft beschriebenen Weise aus vertikalen und horizontalen Stäben gebildet, von denen letztere durch Übergreifen der Stabenden in der 25 fachen Länge ihres Durchmessers zu geschlossenen Ringen aneinandergefügt wurden. Das Innenrohr hat einen lichten Durchmesser von 2,7 m und hat die Aufgabe, der hochführenden Wendeltreppe als Stiegenmauer zu dienen. Seine Stärke beträgt 16 bis 8 cm. Die Armierung wurde in vorbeschriebener Weise bewerkstelligt.

Über der Behälterdecke ist eine Aussichtsbühne angeordnet, welche den 3000 kg schweren Windmotor trägt. Mit Rücksicht auf einen Winddruck von 200 kg/m² wurde bei diesem obersten Türmchen auch eine Zugwirkung in den acht Stützen desselben in Betracht gezogen.

Der Boden des Wasserbehälters ist ebenfalls eine Rippenplatte. Die acht Hauptrippen des Behälterbodens werden von je einer inneren und einer äußeren Säule getragen. Die inneren Säulen, welche mit der Wandung des Treppenschachtes ein Ganzes bilden, zeigen Querschnitte von 40/40 cm bis 45/45 cm. Die äußeren Säulen sind geneigt angeordnet mit 4,11 cm für 1 lfd. m Höhe und haben eine Gesamthöhe von 25 m. Sie sind durchweg 50 cm breit, während die radiale Breite von 0,5 m oben auf 1 m im Fundament ansteigt. Die vertikalen Innensäulen besitzen 4 Rundeisen 30 mm, die Außensäulen 8 Rundeisen 28 mm. Alle zeigen in Abständen von je 20 cm bezw. 25 cm horizontalen Verband mittels 6 mm-Blech. Die Verbindung bei vertikalem Stoße geschieht durch eine Stahlhülse von 15 cm Länge. Die Säulen sind in Höhe der Oberböden in horizontaler Hinsicht verbunden und außerdem durch besondere Fachwerkglieder ergänzt.

Die Fundamentplatte ist 1 m unter dem Terrain angeordnet und nimmt alle 16 Säulen auf. Die Armierung dieser Platte ist durch Rundeisen erstellt, die alle Biegungs- und Scherkräfte aufnehmen sollen. Bei vollem Behälter und belasteten Zwischendecken (250 kg/m²) beträgt der Bodendruck unter der Voraussetzung gleichmäßiger Verteilung 0,95 kg/cm². Der zulässige Bodendruck beträgt für diese Gegend 2,75 kg/cm².

Der Raum für die Verteilungsventile befindet sich 2,5 m unter dem Behälterboden, derselbe enthält auch einen 4 m³ fassenden Bottich für die Abwässer der Dachräume. Dieser achteckige Raum wird von einer 6 cm-Eisenbetonwand abgeschlossen und hat 0,5/1,5 m Fensteröffnungen.

Der unterste Teil des Turmes ist zu einem Dienst- und Wohngebäude umgestaltet und besteht aus Erdgeschoß und zwei Stockwerken. Die Füllung des achteckigen Eisenbetongerippes bilden Ziegelmauern in Zementmörtel. Um das Gebäude, das völlig frei-

[1]) Beton u. Eisen 1905, Heft II.

steht, gut bewohnbar zu machen, hat man bei diesen Mauern einen Hohlraum angeordnet, der mit einer die Wärme zurückhaltenden Masse „System Voltz“ ausgefüllt wurde.

Der Unterbau ist äußerlich in Zyklopenmauerwerk aus Granit ausgeführt, die Fenster- und Türstürze in Haustein.

Im 4,5 m hohen Erdgeschoß ist der Maschinenraum, enthaltend eine Reservemaschine und eine Druckpumpe, untergebracht. Der erste Stock, 4,5 m hoch, und der zweite Stock, 3 m hoch, enthalten die Wohnräume des Wärters.

Im 6 cm starken Mittelschacht führt die Eisenbeton-Wendeltreppe mit eingeschalteten Ruheplätzen bis zur Behälterdecke empor.

Die Wasserdichtigkeit wurde im Behälter und bei den Terrassen durch eine mit der Rolle geglättete Schicht von Zementmörtel, 1000 kg auf 1 m³ Sand, gesichert. Der Fundamentbeton erhielt 200 kg Zement auf 1 m³ gleiche Teile Sand und Stein, für den Eisenbeton wurden 300 kg auf 1 m³ angewendet. Zur Eingerüstung der einzelnen Stockwerke hat man die Rüstungen so übereinander hergestellt, daß eine Anlage außerhalb des Turmes überflüssig war. Ebenso hat man für die Eingerüstung der Behälterwände die Stützung auf die Bodenfläche des darunter befindlichen Arbeitsraumes bewirkt.

Alle Teile des Turmes wurden nach dem von Christophe angegebenen Verfahren durchgerechnet; dabei wurde nachgewiesen, daß die zulässigen Spannungen von 1000 kg/cm² Eisen auf Zug und 40 kg/cm² Beton auf Druck nirgends überschritten werden. Außerdem wurde die Standfestigkeit des Turmes bei 175 kg/m² Winddruck geprüft und so selbst für die ungünstigste Lage und bei leerem Behälter eine Sicherheit von 6,35 nachgewiesen, die sich bei vollem Behälter auf 11,95 erhöht.

Der Bau wurde am 15. März 1904 in Angriff genommen, Mitte August beendet, im November einer Erprobung unterzogen, die sich auf den Wasserbehälter und die einzelnen Decken erstreckte; durch einen Orkan, der am 1. November wütete, wurde das Zeugnis vervollständigt, das in jeder Hinsicht befriedigend lautete.

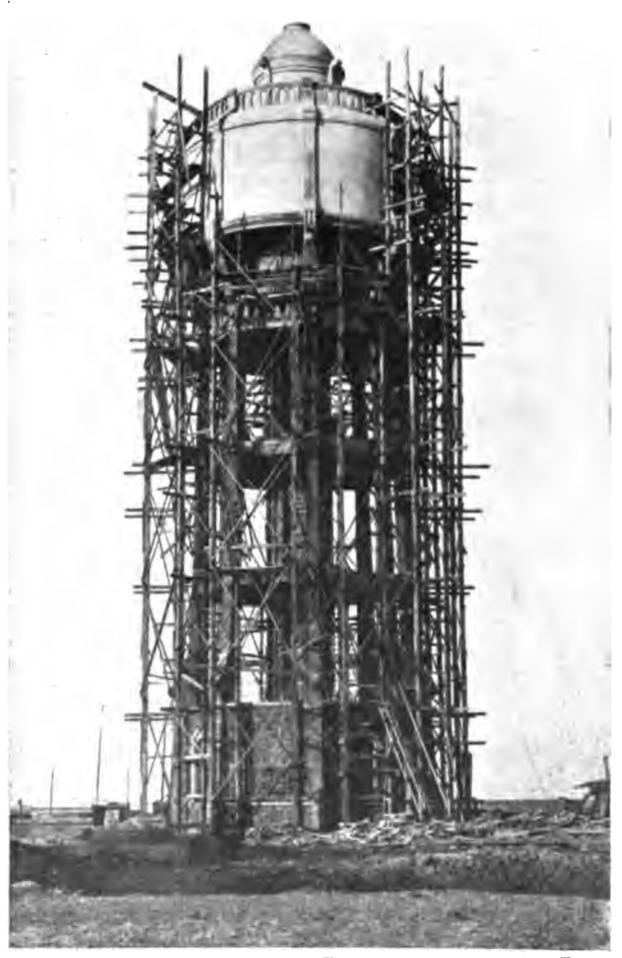


Abb. 169. Wasserturm in Zee-Brügge während des Baues.

Wasserturm in Zee-Brügge für 500 m³ Nutzinhalt. (Installations maritimes de Brugges.)

Der von den Ingenieuren Grondel frères (Gent) ausgeführte

Wasserturm in Eisenbetonkonstruktion ist der Abb. 1 auf Tafel V und Abb. 169 zu entnehmen. Er erreicht die imposante Höhe von 41,25 m über dem Gelände.

In einer Höhe von 29 m liegt die Sohle des etwa 500 m³ fassenden zylindrischen Behälters, dessen größte Wassertiefe 5 m beträgt.

Die Sohle ist als Tragwerk ausgebildet, welches von acht Pfeilern und von dem zentral angeordneten Aufsteigschacht gestützt wird. Die Pfeiler kragen in ihrer obersten Unterteilung konsolenartig aus, um die äußere Behälterwand zu stützen.

Die aufgehenden Pfeiler sind durch Querverbände in Abständen von 6,35 m und dreimal 6,15 m, welche als Plattformen ausgebildet sind, miteinander verbunden. Im Aufstiegschacht, dessen mittlere Wandstärke etwa 17 cm beträgt, führt eine Wendeltreppe bis zur Behälterdecke empor, wo er in einer 6,5 m hohen Laterne ausmündet. Unterhalb des Behälters ist ein Teil der Plattform durch Monierwände abgeschlossen und dient als Manipulationsraum. Eine Ausfüllung der Pfeilerzwischenräume wurde nur im untersten Geschoß vorgenommen.

Die 60 cm starke Fundamentplatte steht auf Pilotengruppen, die unter jedem Pfeiler und unter dem Mittelschacht angeordnet wurden.

Von derselben Firma wurde der

Wasserturm der „l'Intercommunale du Centre“ (Abb. 170 und 171).

ausgeführt,[1]) zwei zylindrische Behälter von je 450 m³ Inhalt, welche auf einem 13,71 m hohen Mauerwerkunterbau aufruhen. Der innere Durchmesser beträgt 11,3 m, die Wasserhöhe 5,26 m in der Behälterachse und 4,26 m am Behältermantel. Der trichterförmige Boden ruht auf

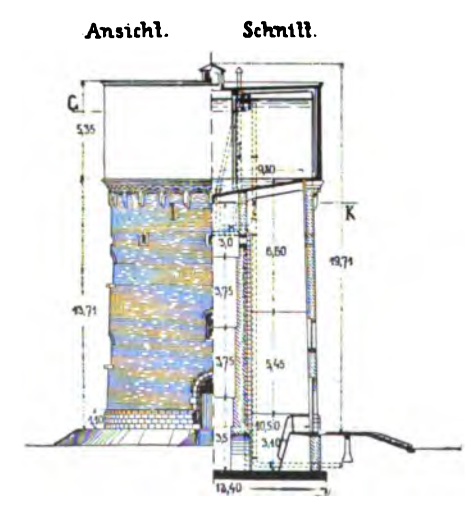


Abb. 170.

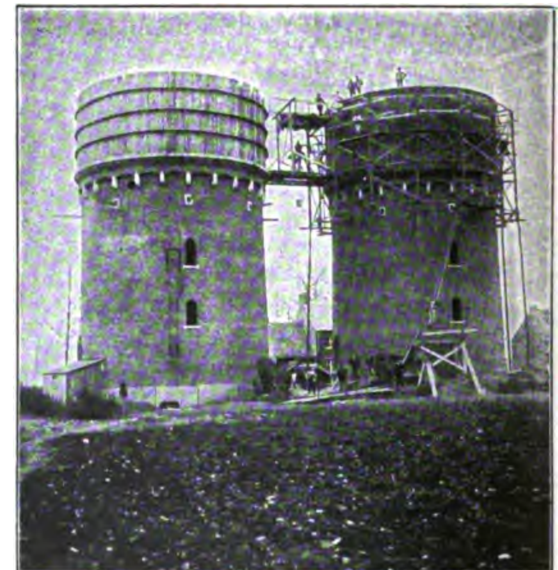


Abb. 171.

Wasserturm der l'Intercommunale du Centre.

einem äußeren und inneren Mauerwerkzylinder auf. Die Decke wird von vier Pfeilern im Behälterinneren und von acht in der Behälterwandung angebrachten Pfeilern gestützt.

Wasserturm in Lüben, Schl., besteht aus einem 5 m hohen Stampfbetonunterbau. Der Oberbau und das Dach sind in Eisenbeton hergestellt. Der Behälter faßt 250 m³. Ausgeführt von Gebrüder Huber in Breslau.

Wasserstation in Podgórze-Plaszów. Ausgeführt von der Firma Adolf Schittenhelm u. Söhne, Ingenieure.

[1]) Beton u. Eisen 1906, Heft VIII.

Wassertürme in Schneidemühl, Memel, Neustrelitz; Kühlturm Zeche Zollern II, Merklinde, Westfalen, ferner für die Bahnhöfe in Krefeld, Stettin, Graudenz, Stade, Pasewalk und viele andere. Ausgeführt von der Spezialfirma Franz Schlüter in Dortmund.

Wassertürme aus Beton mit Streckmetalleinlagen für die Bergwerksaktiengesellschaft Houve in Kreuzwald und für Gebr. Loisa in St. Ingbert. Ebenso Ummantelungen aus Eisenbeton für die Wassertürme: Königliche Eisenbahndirektion in Berlin, A. Custodis in Düsseldorf, A. Gries in Recklinghausen, ferner für Ingenieur Schlüter in Dortmund. Ausgeführt von der Firma Schüchtermann u. Kremer in Dortmund.

Freistehender Wasserturm für die Stadt Tölz, nach System Monier mit 600 m³ Inhalt, zwei Wassertürme in Eisenbeton für den Semstwo Kischinew, Wasserturm in Eisenbetonkonstruktion mit 150 m³ Inhalt für die Gemeinde Rixensart. Ausgeführt von der Firma Wayss u. Freytag, A.-G.

Wasserturm in Eisenbeton in Oberschöneweide. Ausgeführt von Ingenieur F. Mörsch, Steglitz. — Wasserturm in Opladen von der Betonbau-Gesellschaft Kinkeldei-Köln und Barmen.

Wasserturm für die Brikettfabrik des Herrn Melhardt in Seestadtl bei Brüx. Ausgeführt von der Firma N. Rella u. Neffe in Wien.

Wasserturm in Leibnitz für die Baumwollspinnerei L. Weiss. Der Behälter hat 4 m Durchmesser und 3 m Mantelhöhe und ist von einer Korksteinwand umgeben. Das Tragwerk ist aus Eisenbeton. Ausgeführt von Ingenieur Küpers (Graz).

Zwei Behälter in Honfleur (System Hennebique) von 5 m Durchmesser und einem Fassungsraum von 100 m³. Die Behälter werden von 10 m hohen, 30/30 cm starken Eisenbeton-



Abb. 172. Wasserturm im Skafeti (Ital.).

Abb. 173. Hochbehälter in Sainte Marcel.

pfeilern getragen. — Nach demselben System wurden die folgenden Objekte hergestellt: Behälter in La Rochelle. In gleicher Ausführung wie die Behälter in Honfleur. — Behälter in Skafeti (Italien) (Abb. 172). Der zylindrische Behälter ist auf dem Dache einer Fabrik hergestellt. Er wird von Eisenbetonpfeilern getragen und hat seit seiner Errichtung (1897) allen Witterungseinflüssen auf das beste widerstanden. — Hochbehälter in Sainte Marcel (Aude) (Abb. 173). Auf acht Pfeilern von 5,46 m Höhe und 25/25 cm Stärke befindet sich der 260 m³ fassende Behälter. — Wasserturm der Gemeinde Pomerols. Auf einem Unterbau aus Bruchsteinmauerwerk, in welchem sich der Pumpenraum befindet, erhebt sich der 250 m³ fassende Behälter, dessen Wandungen durch eine Verkleidung vor der Sonnenbestrahlung geschützt sind. Die auf das Dach führende Treppe wurde nach Fertigstellung des Behälters angebracht. — Wasserturm in Cadillac. Der 150 m³ fassende Behälter mit 3 m Wassertiefe ist ein zylindrischer Behälter von 8,15 m Durchmesser. Die isolierende Umhüllung hat einen Durchmesser von 9,77 m. Der 60 cm breite Rundgang enthält eine Eisentreppe. Die Höhe des Behälters beträgt 5,70 m, die Wandstärke 10 cm. Der zylindrische Unterbau hat einen Durchmesser von 8,37 m, eine Wandstärke von 6 cm und eine Höhe von 7 m. — Wasserturm in Luzy. Die Behälter sind auf sechs Pfeilern, die 4 m hoch sind, erbaut. Dieselben sind 7,8 m lang, 2,5 m breit und 1,5 m hoch. — Mehrere Wassertürme wurden nach gleichem Typ für 150 m³ Inhalt hergestellt. Dieselben werden von neun Stück 6,6 m hohen, 30/30 cm starken Säulen getragen, welche auf einer gemeinsamen Fundamentplatte aus Eisenbeton aufruhen. — Eisbehälter in Nantes. Für eine Brauerei

in Nantes wurden drei Behälter von 280 m³ Inhalt hergestellt, welche auf Säulen angeordnet sind — Dachbehälter in Cuorogné (Italien). Gelegentlich der Hebung eines industriellen Gebäudes wurde von Ingenieur Züblin ein Behälter von 80 t Gesamtgewicht an einen Eisenbetonträger von 1,10 m Höhe angehängt. — Zwillingsbehälter in Chartres von je 150 m³ Inhalt von der „Chemin de Fer de l'Etat" ausgeführt. — Wasserschloß in Tours im Besitze des Grafen v. Bomez, von 80 m³ Inhalt auf Pfeilern, vom Architekten Duchesne konstruiert. — Behälter auf Pfeilern im Bahnhofe von Brou der französischen Staatseisenbahnen. — Behälter für die General-Omnibusgesellschaft in Bilancourt. Zwei übereinander angeordnete Behälter von 600 und 452 m³, deren Durchmesser 12 m beträgt. Der obere Behälter ist 14 m, der untere 6 m über dem Gebäude erhöht. Die Gesamthöhe des Turmes beträgt 24,25 m. — Wasserturm in Dombasles für die Compagnie de chemins de fer de l'Est. Inhalt 250 m³. Als Typ mehrerer Ausführungen, so auch des Behälters in Contrexeville. — Behälter für die Chemins de fer de l'Ouest. 250 m³ Inhalt. — Behälter von 630 m³ Inhalt für die Stadt Bellac (Haute Vienne). Die Anlage besteht aus drei übereinander angeordneten Behältern, von welchen zwei je 250 m³ und das obere 130 m³ Fassungsraum haben. — Behälter in Cette, Schneider u Cie in Creuzot. Zwei Behälter zu 300 und zu 200 m³. — Behälter St. Gobain (Abb. 174). In einem Aufbau von 20,4 m Gesamthöhe sind übereinander zwei Behälter von 200 und 100 m³ Inhalt angeordnet. Der Bau wurde an Stelle eines projektierten Eisenbehälter auf den Holzpiloten der ursprünglich gedachten Anlage errichtet. — Behälter in Nîmes (Gard), Inhalt 100 m³. — Behälter in Bilbao (Spanien). — Behälter in einem Fabriketablissement in Ekaterinoslaw. Zwei Behälter auf Eisenbetonpfeilern, der erste in einer Höhe von 15 m über dem Boden hat einen Fassungsraum von 200 m³, der zweite in einer Höhe von 28 m faßt 100 m³. Das Bauwerk erreicht eine Höhe von 30 m. — Wasserturm in Fort Revere (Vereinigte Staaten von Amerika). — Behälter von 80 m³ Inhalt in Bordeaux.

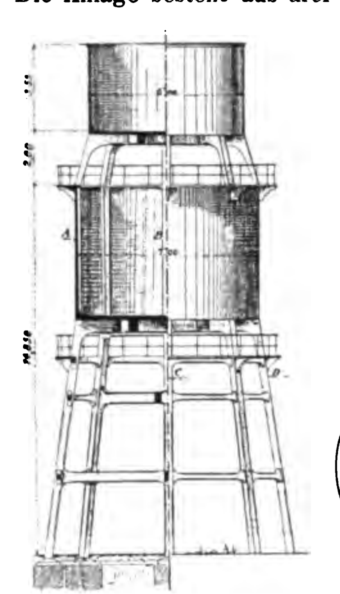
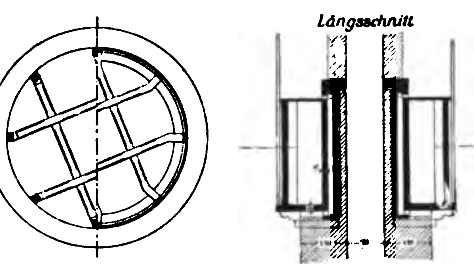


Abb. 174.
Wasserturm in St. Gobain.



Zu Abb. 174.

Abb. 175. Behälter an einem Fabrikschornstein Hunebelle.

Abb. 175 zeigt die Anordnung eines Behälters an einem Fabrikschornstein. Die Anlage wurde von den Herren Riquier und Ozenfant im Etablissement des Herrn Hunebelle in Amiens ausgeführt.

Der Hochbehälter im Arsenal von Lorient wurde ebenso wie der Behälter auf Mauerwerkspfeilern für eine der Stadt Paris gehörige Fabrik in Clichy nach System Coignet ausgeführt. — Ferner wurde von Coignet eine Serie von Behältern für die Lokaleisenbahn im Departement Yvonne ausgeführt: Behälter am Bahnhof in Toucy. Der 15 m³ fassende Behälter wird von einem Turm aus Mauerwerk getragen. Der innere Durchmesser des Behälters ist 2,65 m und seine Höhe 3 m. Der Boden ist eine Kalotte mit 20 cm Stich, es ergab sich daher für den Bodenring eine erhebliche Zugkraft, welche von sechs Stück 24 mm-Rundeisen aufgenommen wird. Der Kuppelboden arbeitet nur auf Druck und ist nach dem früher erörterten Prinzip der Kuppeln armiert. Die Armatur besteht aus 6 mm-Rundeisen. Die Horizontalkreise sind 10 cm, die Längskreise 6 cm voneinander entfernt angeordnet. Die Seitenwandungen haben keine größere Dicke als 6 cm und sind mit 6 mm-Rundeisen armiert, deren Abstände mit zunehmender Wassertiefe abnehmen. — Behälter auf einem Turm in Eisenbetonkonstruktion. Der Behälter gleicht bezüglich Inhalt und Ausführung vollkommen dem vorbeschriebenen, nur wird dasselbe von vier Pfeilern von 15/20 cm Querschnitt, armiert mit vier Stück 6 mm-Längseisen und ebensolchen Bügeln, getragen. Die Umfassung zwischen den Pfeilern ist durch einen 5 cm starken Zylindermantel, der mit 6 mm-Vertikaleisen und sieben 10 mm-Horizontaleisen für 1 m armiert wurde, bewirkt. — Behälter auf einem Turm in Eisenbetonkonstruktion. Der Behälter hat bei einem Nutzinhalt von 20 m³ einen äußeren Durchmesser von 2,90 m und eine Höhe von 3,30 m. Der Boden ist konvex mit 20 cm Stich. Die Ringarmatur besteht aus sechs 26 mm-Rundeisen. 6 mm-Rundeisen umschnürt. Die Horizontalarmatur der Behälterwandung ist aus 6 mm-Rundeisen gebildet, deren Abstände an der Sohle 5 cm und am Bordrand 10 cm betragen. Die Säulen sind 15/20 cm mit vier 16 mm-Rundeisen armiert, die alle 10 cm von 6 mm-Rundeisen umschnürt sind. Die Wandstärke beträgt 6 cm, ihre Armatur ist in gleicher Weise wie im früher beschriebenen Objekt angeordnet.

Behälter in Rochefort mit 150 m^3 Inhalt, nach System Bonna ausgeführt. Dieses Objekt ist eine Ausführung mit gekreuzter Armatur aus Profileisen, wie sie Bonna bevorzugt. Der Boden des Behälters ist kuppelförmig ausgebildet und ruht auf gewöhnlichem Mauerwerk auf. Der Bodenring besteht aus drei Serien Flacheisen. In der Achse des Behälters führt ein Treppenschacht in die Höhe.

Ausgleichbehälter in Gennevilliers. Dieser Behälter hat eine flache Decke, die Schützenzüge sind von Trägern gestützt. Der innere Durchmesser beträgt 4,20 m. Es wurde eine flache Decke hergestellt, auf welcher Träger angebracht worden sind. Die vertikalen Wände sind 8 cm stark und mit gekreuzten Eisen armiert. Der Behälter wird von sechs Pfeilern getragen, die innen vorstehen.

Behälter mit 60 m^3 Inhalt (System Piketty). Der zylindrische Behälter wird von einem Aufbau aus Mauerwerk getragen. Die Armatur besteht aus Rundeisen, von denen einige zur Erleichterung der Montage größere Querschnitte aufweisen. — Nach demselben System wurden ferner ausgeführt: Behälter auf Pylonen. Die Auskragungen stützen sich auf Konsolen in Eisenbetonkonstruktion. — Behälter mit 31 m^3 Inhalt aus armiertem Ziegelmauerwerk. Derselbe ruht auf acht Mauerwerkspfeilern. Sowohl der Boden, als auch einzelne Rahmen sind in Eisenbeton konstruiert; die Zwischenfüllung der Umfassungswände ist aus armiertem Ziegelmauerwerk gebildet worden. In die 2 mm starken Zementmörtelbänder wurden Eisendrähte eingelagert. Die Wasserdichtigkeit wurde durch einen innen aufgebrachten Zementmörtelputz erreicht.

Behälter zur Versorgung einer Fabrik (System Giros u. Loucheur). Die Anlage hat einen inneren Durchmesser von 10 m und besteht aus drei Behältern, von denen einer versenkt, die anderen beiden übereinander angeordnet sind. Ein Mittelschacht ermöglicht die Besichtigung und Reinigung. Die Tiefe der Versenkung beträgt 4,5 m, die Höhe über dem Gebäude über 8 m. Die äußeren Umfassungswände sind 15 cm, die Schachtwände 10 cm stark. Die Sohle ist aus einer durch Rippen verstärkten, 15 cm starken Platte gebildet. Die Behälter können durch Öffnungen in der Wand des Schachtes und angebrachte Steigeisen betreten werden.



Abb. 176. Behälter an dem Turme einer Villa in Bourg-la-Reine.

Behälter mit 400 m^3 Inhalt auf einem Mauerwerksunterbau (System Saint-Denis). Der Behälter wird von zwei Reihen Säulen gestützt, welche sich über der Behältersohle fortsetzen und die Rippendecke des Behälters tragen. Ein Dienstweg von 1 m Auslegung in der Höhe der Sohle führt um den Behälter herum. Die Armatureisen der Sohle sind kontinuierlich in die Seitenwände übergeführt, die Armatur der Decke umgreift an ihren Enden die Vertikalstäbe der Seitenwandungen. Die letzteren sind in drei Höhenzonen geteilt, in welchen die auf 10 cm Entfernung verlegten horizontalen Stäbe aus 10, 8 bezw. 6 mm-Rundeisen bestehen. Die vertikalen Rippen der Seitenwand sind mit zwei 38 mm-Rundeisen armiert. Eine bemerkenswerte Anordnung zeigt die Decke: die obere, mit 15 cm Schotter bedeckte Platte ist 10 cm stark, außerdem wurde zur Bildung eines isolierenden Luftpolsters flüchtig mit der Unterkante der Rippen eine zweite 2 cm starke Platte gebildet.

Wasserschloß in Arcis-en-Brie (System Demay). Dieser Behälter von 100 m^3 Inhalt ruht auf vier Säulen von 5,5 m Höhe. Der kuppelförmige Boden des Behälters von 4,95 m Durchmesser und 5,4 m Höhe ruht auf einer von den Pfeilern gestützten Rippendecke. Auf der Kuppelform des Daches sind zwei Laternen angeordnet.

Hochbehälter von 50 m^3 Inhalt für die Gemeindewasserleitung in Wageningen. Durchmesser 4,65 m, Höhe 3 m. Der Boden des Behälters besteht aus einer ebenen Platte, welche zugleich die Decke des darunter befindlichen Stockwerks bildet. Ausgeführt von der „Amsterdamsche Fabriek van Cement-Jjzer-Werken“ im Dezember 1897.

Hochbehälter Schaesberg für die Direktion der Staatsbergwerke. Gesamthöhe 25,40 m Inhalt des Behälters 100 m^3, innerer Durchmesser 5.50 m. Wird gestützt von vier Säulen von 20 m Länge, die gegenseitig durch Quer- und Diagonalbalken verbunden sind. In einem runden Zentralschaft aus Eisenbeton befinden sich die An- und Abfuhrleitungen, sowie eine eiserne Leiter, welche zu einer um den Behälter angeordneten Plattform hinaufführt.

Von den Ausführungen des Konstruktionsbureaus Maciachini seien erwähnt: Behälter für eine elektrische Schmiede in Pietra Ligure, die bedeckten Behälter der Gemeinden Locate Varesino und Mozzate, Behälter in Triossi e Costa (Marsiglia), Behälter der Badeanstalt Diano Marina, Behälter für die Commune Vicenza, Petroleumbehälter in Rumänien, Behälter am Monte Berico (Vicenza), Gasbehälter in Zürich.

Wasserturm mit 160 m^3 Inhalt in St. Gallen, für die Schweizer Bundesbahnen ausgeführt von der Firma Maillart u. Co, Zürich.

Weitere Ausführungen nach System Hennebique sind: Der Behälter in Kulparkow (Galizien) mit 100 m^3 Inhalt und 26 m Höhe.

Ein 18 m hoher, 100 m^3 fassender Behälter für La Société Anonyme pour la fabrication de la soie Chardonnet in Bésançon.

Behälter an dem 40 m hohen Turme einer gänzlich in Eisenbeton erbauten Villa in Bourg-la-Reine (Abb. 176). Aus der großen Zahl derartiger Bauten sei noch der Verteilungsbehälter in Hauboudin (Nord), der 36 m hohe Wasserturm mit 130 m^3 Fassungsraum in Eslof (Dänemark). der Wasserturm in Montevideo (Uruguay) erwähnt und ausdrücklich betont, daß die Zahl derartiger Bauten eine so große ist, daß auch nicht annähernd an die Aufstellung eines vollständigen Verzeichnisses gedacht werden kann.

Literatur.

a) Werke:

Berger et Guillerme, La construction en ciment armé, Paris 1902.
Beton-Kalender 1906, 1907, Berlin.
Buel and Hill, Reinforced concrete, New-York 1905.
Büsing u. Schumann, Der Portlandzement und seine Anwendungen im Bauwesen, Berlin 1905.
Christophe, Der Eisenbetonbau und seine Anwendungen, Berlin 1905.
Congrès international des chemins de fer, Florenz.
Saliger, Der Eisenbetonbau in Theorie und Konstruktion, Stuttgart 1906.
Taylor and Thompson, Treatise on concrete-plain and reinforced, London 1905.

b) Zeitschriften:

Annales des ponts et chaussées, 1863.
Baumaterialienkunde, XII. Jahrgang.
Beton u. Eisen, Berlin.
Cement and engineering News, Chicago.
Zentralblatt der Bauverwaltung, Berlin.
Concrete and constructional engineering.
Considère, amerik. Beton, 1903.
Deutsche Bauzeitung (Mitteilungen über Zement, Beton und Eisenbetonbau), Berlin.
El Hormigon armado, Sestao-Bilbao.
Engineering News, New-York.
Engineering Record, New-York.
Il Cemento, Mailand.
Le béton armé, Paris.
Railroad Gazette, 1903.
Transaction A. S. C. E., Vol. L.
Versuche von Bach, Berlin, Heft 39.
Versuche von Schüle, Zürich, Heft V, 1906.
Zeitschrift des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins, Wien.
Zeitschrift für Bauwesen, Berlin 1894.
Zement und Beton, Berlin.

g) Röhrenförmige Leitungen und offene Kanäle, Aquadukte und Kanalbrücken aus Eisenbeton.

Bearbeitet von **Fr. Lorey**, Regierungsbaumeister in Bernburg.

1. Allgemeines über röhrenförmige Leitungen und Durchlässe.

Auch auf dem Gebiete der röhrenförmigen Leitungen und Durchlässe wurde die Tätigkeit der Ingenieure durch die Erfindung des Eisenbetons ungemein angeregt.

Vor der Verwendung des Eisenbetons standen als Baustoffe für dieses Gebiet Metalle, gebrannter Ton, Beton und Mauerwerk zur Verfügung; auch in der Wahl des Querschnittes war man beschränkt und brachte fast nur kreisrunde und eiförmige Profile zur Ausführung. Die kreisrunden Profile wurden hierbei bis etwa 50 cm Durchmesser fabrikmäßig hergestellt und in fertigem Zustande an die Baustelle transportiert. Von 50 bis etwa 150 cm kam das Eiprofil und darüber hinaus wieder das Kreisprofil zur Verwendung. Das Eiprofil wurde bis etwa 120 cm Höhe entweder im ganzen oder horizontal in zwei Teile zerlegt fabrikmäßig hergestellt. Dagegen mußten die größeren Abmessungen des Eiprofils in der Baugrube aus Beton gestampft oder aus Mauersteinen aufgemauert werden; die größeren Kreisquerschnitte wurden nur durch Mauerung hergestellt.

Hierbei war noch zu beachten, ob die Leitung auf Innendruck oder auf Außendruck beansprucht wurde. Die kleineren Abmessungen der auf Innendruck beanspruchten Rohre wurden bis etwa 50 cm Durchmesser aus gegossenem Metall, die größeren aus zusammengenieteten Blechtafeln hergestellt.

Die Verwendung des Eisenbetons brachte es mit sich, daß man in der Wahl des Profils ziemlich freie Hand erhielt. Man konnte dem Querschnitt eine den jeweiligen Druckverhältnissen entsprechende Form geben und sich allen sonstigen konstruktiven Verhältnissen anpassen.

Daß dies von den Konstrukteuren eifrigst benutzt worden ist, davon legen die nachfolgenden Abbildungen in ihrer reichen Mannigfaltigkeit beredtes Zeugnis ab.

Besonders werde hier auf die Abb. 4, 5, 7, 8, 58 u. 85 verwiesen, deren parabelförmige Wandungen dem Verlauf der Drucklinie folgen und deren biegungsfeste Sohle dem Druck der oberen Hälfte ein vorzügliches Widerlager darbietet. Dabei ist aber außerdem darauf Rücksicht genommen, daß bei kleiner Füllung der Wasserspiegel möglichst schmal bleibt.

Auch bei Leitungen, die in nur geringer Tiefe liegen oder nur wenig Überschüttung erhalten können, ist der Eisenbeton den anderen Bauarten überlegen, weil man der Decke durch entsprechende Eiseneinlagen eine bedeutende Tragfähigkeit verleihen kann.

Die in Abb. 1 und 2 dargestellten Kanalprofile in der Hemmstraße in Bremen besitzen eine Gewölbestärke von nur 10 bezw. 12 cm und nur 50 cm Überschüttung einschließlich der Pflasterung. Dabei kommen in dieser Straße Einzellasten von 10 000 kg vor.

Der Eisenbeton hat aber namentlich dem rechteckigen Profil, das sich vorher nur für untergeordnete, mit Platten überdeckte Leitungen verwenden ließ, zu neuer

Bedeutung verholfen. Die mit flachen Eisenbetondecken versehenen Profile kommen unter allen Abdeckungen mit der geringsten Höhe aus und sind vollständig frei von seitlichen Schubkräften. (Vergl. die Abb. 10, 13, 14, 89 u. 98.)

Auch die durch örtliche Verhältnisse häufig bedingten Übergangsbauten von hohen zu flachen Profilen lassen sich ganz vorzüglich in Eisenbetonkonstruktion ausführen, da man mit diesem Material die Übergangsformen sehr leicht herstellen kann.

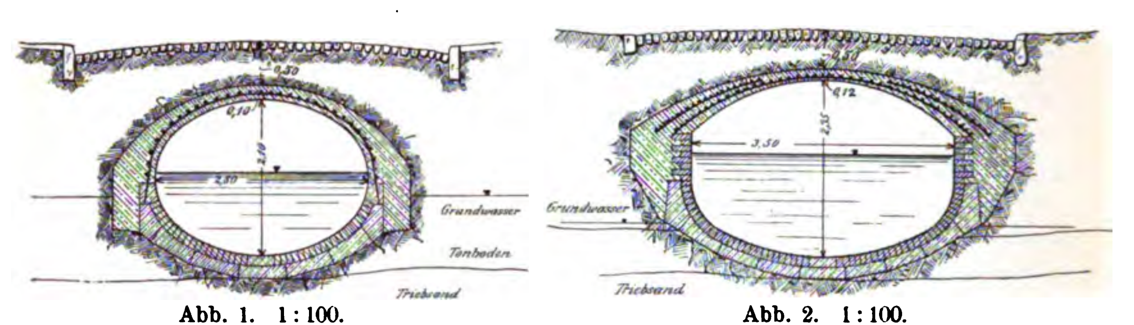


Abb. 1. 1 : 100. Abb. 2. 1 : 100.
Abb. 1 u. 2. Kanäle in der Hemmstraße in Bremen.

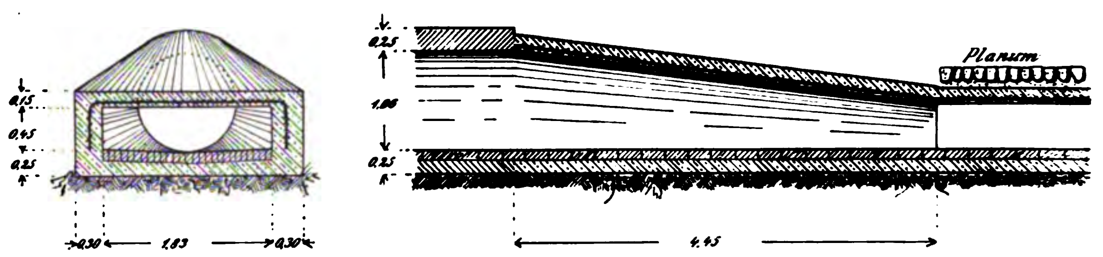


Abb. 3. Kreuzung des Hauptkanals von New Jersey mit einer Eisenbahn. 1 : 80.

Ein solcher Fall ist in Abb. 3 dargestellt. Ein Hauptkanal in New Jersey mußte in geringer Höhe unter einer Eisenbahnlinie durchgeführt werden. Während die Sohle in glatter Linie durchgeht, wurde die lichte Höhe von 1,06 m auf 0,45 m ermäßigt und die Breite so viel vergrößert, daß annähernd derselbe Querschnitt wie im Kreisprofil vorhanden ist. Die Decke, welche sich auf 1,83 m frei tragen muß, ist mit Expanded Metal (Streckmetall) ausgestattet.

Als ein weiterer Vorzug des Eisenbetons ist der Umstand zu betrachten, daß es nicht nötig ist, zwischen Röhren mit Innendruck oder Außendruck einen prinzipiellen Unterschied zu machen. Der Eisenbeton eignet sich gleich gut für beide Arten; nur in der Berechnung und in der Anordnung der Eiseneinlage tritt der Unterschied hervor. Welche Bedeutung sich der Eisenbetonbau auf dem Gebiete der röhrenförmigen Leitungen von großem Querschnitt erworben hat, dürfte namentlich aus Abt. 7 deutlich hervorgehen, und man kann ohne weiteres behaupten, daß die Ausführung der großen Druckleitungen erst durch die Anwendung des Eisenbetonbaues überhaupt möglich geworden ist.

2. Anwendungsarten: Wasserleitungen, Kanalleitungen, Düker, Durchlässe, Untergrundbahnen, Dammröhren und Möllerröhren, Maste, Leitungsgänge, Zielrohre.

Röhrenförmige Leitungen aus Eisenbeton lassen sich überall dort gut verwenden, wo vorher einfache Betonrohre mit Vorteil verwendet waren. Dies ist ohne weiteres bei Wasserleitungen und städtischen Kanalleitungen der Fall. Kreisrunde

oder eiförmige Eisenbetonrohre werden neuerdings bis zu 3 m Durchmesser fabrikmäßig hergestellt und in fertigem Zustand an die Baustelle verbracht. Da von ungefähr 2 m Durchmesser ab die Herstellung in der Baugrube gerade so teuer ist, als die Herstellung in der Fabrik einschließlich der Fracht, so ist durch vergleichende Kostenberechnuugen zu ermitteln, was von Fall zu Fall das vorteilhafteste ist. Zu bemerken wäre, daß die Preise, die in der nachstehenden und in den späteren Tabellen angegeben sind, natürlich nicht als feststehend betrachtet werden können, sondern nur einen ungefähren Anhalt bieten sollen. In jedem einzelnen Fall empfiehlt sich deshalb eine direkte Anfrage bei den betreffenden Werken. Die nachfolgenden Preise sind dem Preisbuch der Portlandzementfabrik „Stern", Stettin, entnommen.

Sternzement-Rohre mit Muffen.

Lichte Weite in Zentimetern	$7\frac{1}{2}$	10	$12\frac{1}{2}$	15	$17\frac{1}{2}$	20	25	30	35	40
Preis für 1 lfd. m frei Bahnwagen Podejuch oder frei Schiff Stettin . Mark	0,75	1,00	1,20	1,40	1,70	2,00	2,70	3,50	4,30	5,00
Gewicht für 1 lfd. m in kg mit Drahteinlage . . . . etwa	11	15	19	22	29	35	46	62	76	100
Gewicht für 1 lfd. m in kg ohne Drahteinlage . . . . etwa		14		23		45	60	78		114

Lichte Weite in Zentimetern	45	50	55	60	70	80	90	100	60/90	70/105
Preis für 1 lfd. m frei Bahnwagen Podejuch oder frei Schiff Stettin . Mark	5,50	6,50	7,50	8,50	11,00	13,00	15,50	18,00	12,50	15,50
Gewicht für 1 lfd. m in kg mit Drahteinlage. . . . . etwa	105	130	145	185	225	280	325	465	245	360
Gewicht für 1 lfd. m in kg ohne Drahteinlage . . . . etwa		158								

Sternzement-Rohre ohne Muffen, aber mit Sockel und Bandage.

Lichte Weite in Zentimetern	70	80	90	100	110	120	150	200	300
Preis für 1 lfd. m frei Bahnwagen Podejuch oder frei Schiff Stettin . . . . . Mark	11,00	13,00	15,50	18,00	28,50	32,00	41,00	60,00	110,00
Gewicht für 1 lfd. m in kg mit Drahteinlage. . . . . etwa	190	244	265	380	420	515	850	1250	2600
Gewicht des Sockels für 1 Stück in kg . .	20	25	35	42	50	80	135	220	—

Sternzement-Rohre mit Muffen und Verstärkungsring,
zu verwenden bei größeren Belastungen.

Lichte Weite in Zentimetern	100
Preis für 1 lfd. m frei Bahnwagen Podejuch oder frei Schiff Stettin . . . . Mark	24,00
Gewicht für 1 lfd. m in kg mit Drahteinlage. . . . . .etwa	570

Über Schutzvorrichtungen gegen Beschädigungen des Betons durch mitgeführtes Gerölle oder säurehaltige Abwässer vergleiche Abt. 4.

Wasser- und Kanalleitungen von kreisrundem bezw. parabelförmigem Profil sind in Abb. 4 bis 8 dargestellt.

Abb. 4 und 5 zeigen in Querschnitt und Ansicht das Profil der Wasserleitung, die von den Filtern bei Torresdale am Delaware nach Philadelphia führt. Es ist eine

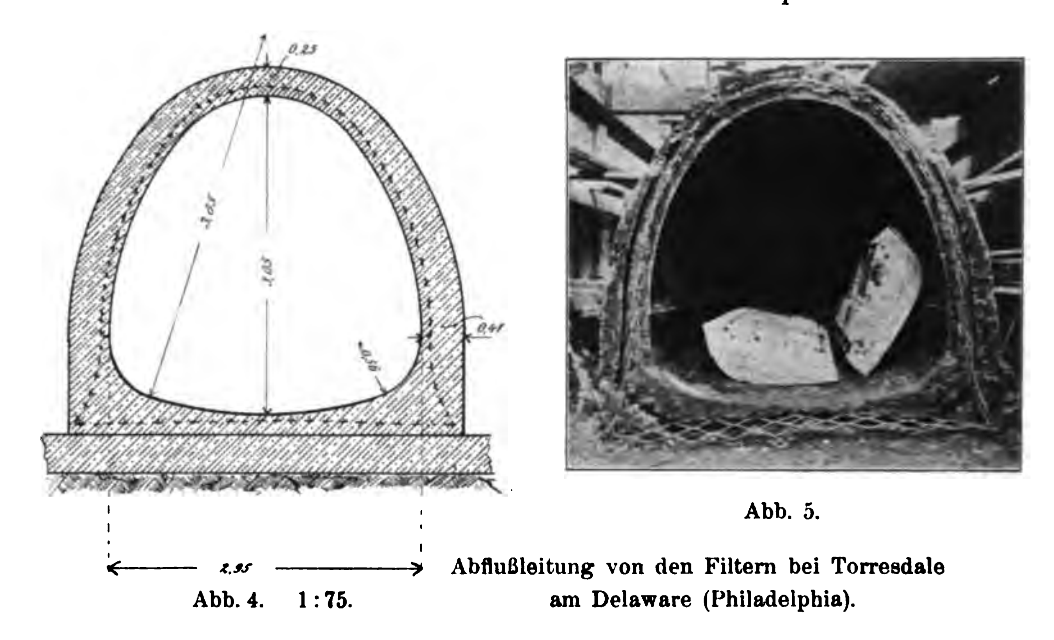


Abb. 4. 1 : 75.

Abb. 5.

Abflußleitung von den Filtern bei Torresdale am Delaware (Philadelphia).

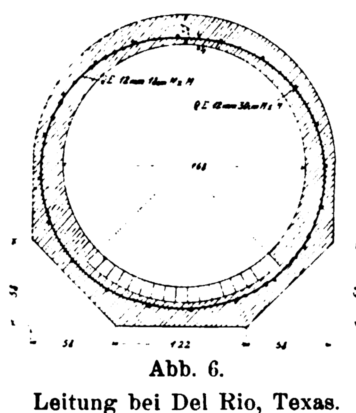


Abb. 6.
Leitung bei Del Rio, Texas.
1 : 40.

ungewöhnlich große Leitung, da sie eine Höhe von 3,05 m und eine Breite von 2,95 m besitzt. Die Wandstärke beträgt 0,25 bis 0,41 m; als Einlage ist Streckmetall, das sich überhaupt in Amerika einer großen Beliebtheit erfreut, verwendet.

Den kreisrunden Querschnitt einer Leitung bei Del Rio in Texas von 1,68 m lichter Weite zeigt Abb. 6, die einer Abbildung aus dem Katalog der St. Louis Expanded Metal Fire Proofing Co. nachgebildet ist. Den Druckverhältnissen entsprechend ist die Eiseneinlage oben nach innen und an den beiden Seiten nach außen zu gelegt. Die Sohle ist mit Klinkern gepflastert.

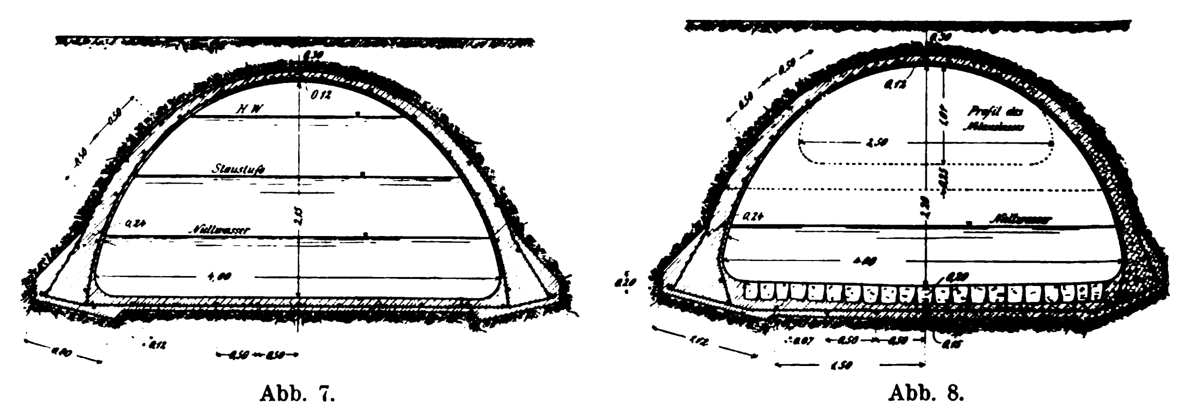


Abb. 7. Abb. 8.

Einwölbung des Pokratitzbaches bei der Kanalisation von Leitmeritz. 1 : 75.

Die Überwölbung eines Baches mit einer parabelförmigen Eisenbetonkonstruktion zeigt Abb. 7 und 8. Das Profil hat 4 m Breite und 2,15 bezw. 2,20 m Höhe.

Die Konstruktion ist bei beiden Profilen gut durchgebildet. Wenn der Bach Geschiebe führt, verdient das Profil nach Abb. 8 den Vorzug, da die Sohle durch eine Pflasterung gegen die Angriffe des Geschiebes geschützt ist. In demselben Profil ist auch der Querschnitt eines Notauslasses angegeben.

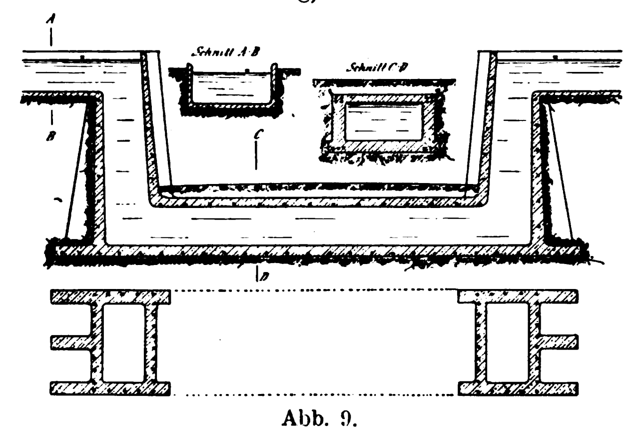


Abb. 9.

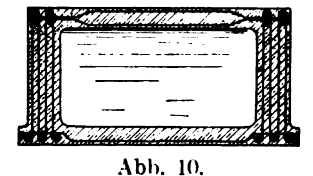


Abb. 10.

Düker bei Intra in Italien.

Auch **Dükerleitungen**, **Durchlässe** und **Untergrundbahnen** lassen sich in Eisenbetonkonstruktion vorzüglich ausführen; namentlich wird dies bei schlechtem Untergrund besonders empfehlenswert, da die Eisenbetonkonstruktionen in dieser Hinsicht einen doppelten Vorteil bieten. Sie belasten den Untergrund infolge ihrer leichten Konstruktion nicht zu sehr und setzen dennoch dem Druck des oberhalb liegenden Erdreichs einen außerordentlich hohen Widerstand entgegen.

Beispiele von Dükerleitungen sind in Abb. 9 und 11 dargestellt.

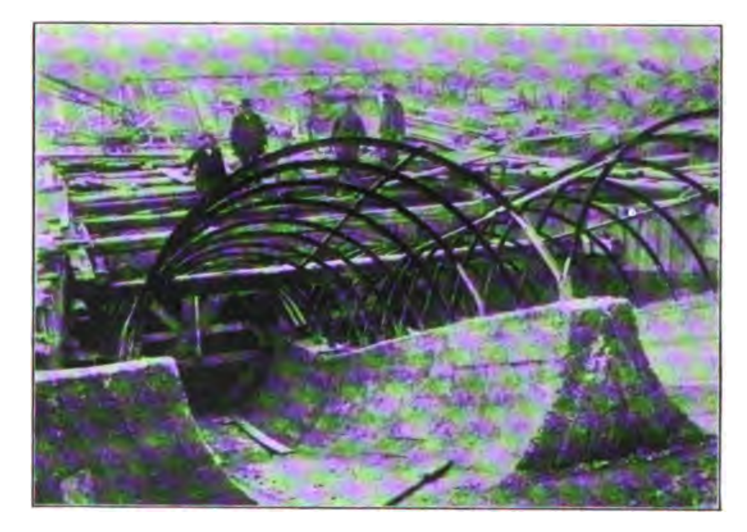


Abb. 11.
Aalbachdüker unter dem Dortmunder Hafen des Dortmund-Ems-Kanals.

Der Düker bei Intra in Italien (Abb. 9) wurde von der Firma A. Maciachini in Mailand für die Firma Carlo Sutermeister u. Cie. ausgeführt. Er führt das Wasser einer offenen Kanalhaltung unter einer tiefliegenden Straße hindurch. Der Querschnitt des Dükers unter der Straße (Schnitt *C—D*) ist in größerem Maßstabe in Abb. 10 dargestellt. Die tragenden Seitenwände sind oben durch 4, unten durch 3 Längseisen, die durch Bügel miteinander verbunden sind, versteift. Die Eiseneinlagen der Decke und des Bodens sind oben durch die Längsverankerung hindurchgezogen und unten über sie hinweggebogen.

Beispiele von Durchlässen und Untergrundbahnen sind in Abb. 12 bis 15 dargestellt.

Der Durchlaß bei Buddenbrock, welcher von schwerem Lastfuhrwerk befahren wird, ist von der Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau, Berlin, ausgeführt worden; die Abb. 13, 14 und 15 sind dem Katalog der St. Louis Expanded Metal Fire Proofing Co. nachgebildet.

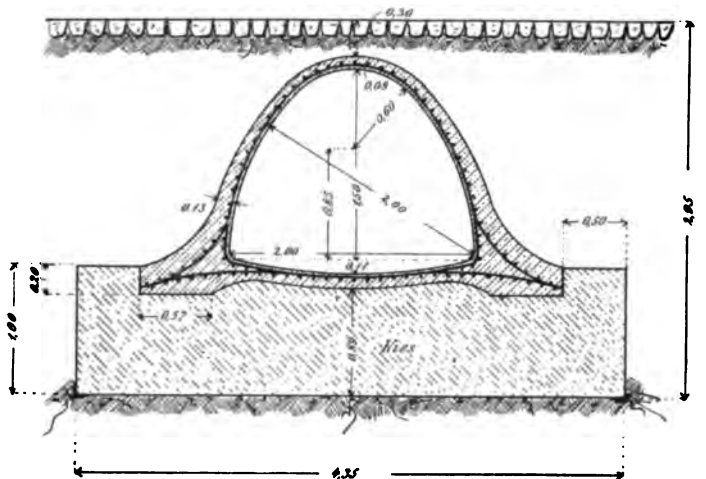


Abb. 12. Durchlaß bei Buddenbrock bei Greifenhagen. 1:60.

Zur Herstellung von Rohrdurchlässen werden von der Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau, Berlin, Potsdamerstraße 10/11, starkwandige Eisenbetonrohre, sogenannte „Dammrohre“ fabriziert, die in Abb. 16 dargestellt sind. Die Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau hat für die Lieferung der Dammrohre folgende Abmessungen und Preise festgesetzt:

Lichtweite in cm	Querschnittsfläche in cm²	Wandstärke in mm	Gewicht in kg für 1 lfd. m	Preis für 1 lfd. m Mark
30	707	45	105	7
40	1 257	45	135	9
50	1 964	50	185	12
60	2 827	52	230	15
70	3 848	55	280	18
80	5 027	60	340	21
90	6 362	64	420	24
100	7 854	68	460	28
120	11 310	75	675	40
130	13 273	85	800	48
150	17 672	90	950	54

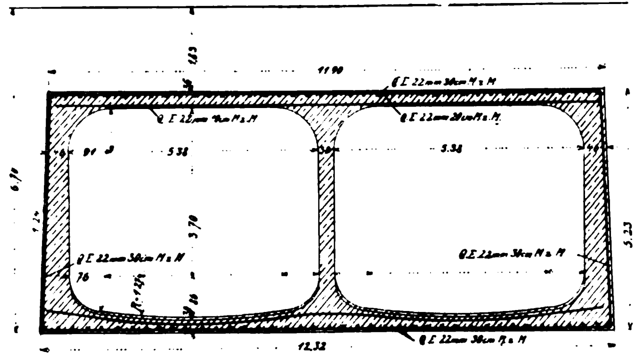


Abb. 13. Durchlaß (Kanal) unter dem Catlin Tract.

Die Preise verstehen sich frei Bahnhof Niedersachswerfen bei Nordhausen. Die Rohre sind 1 m lang und besitzen stumpfe Stöße. Die Dichtung der Stöße erfolgt durch 18 cm breite in Zement eingebettete Drahtbandagen. Die Innenflächen der Dammrohre sind mit einer Asphaltschicht imprägniert.

Die Gesellschaft schreibt, daß die Rohre auf Grund genauer

Berechnungen derart widerstandsfähig hergestellt werden, daß sie die bei Eisenbahnen und Straßen vorkommenden Belastungen (Gewichte der Lokomotiven und Dampfwalzen) mit Sicherheit aushalten, wenn bei den Rohren mit über 60 cm lichtem Durchmesser die Überschüttung mindestens so groß ist, als der lichte Durchmesser des zur Verwendung kommenden Profils. Bei den 30, 40 und 50 cm weiten Rohren muß die Überschüttung wenigstens 60 cm betragen.

Besitzt die Überschüttung eine geringere Höhe, so müssen die Wandstärken ver-

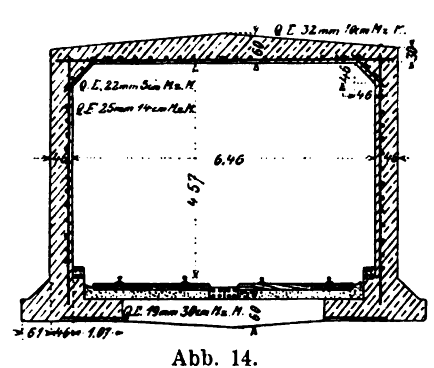


Abb. 14.



Abb. 15.

Abb. 14 u. 15. Tunnel der Metropolitan Street Railway Co., Kansas City.

größert und die Eiseneinlagen vermehrt werden. Für diese Fälle fertigt die Fabrik besondere Rohre an.

Über die Verlegung der Dammrohre vergleiche Abt. 3.

Auch die Firma Drenckhahn u. Sudhop in Braunschweig fertigt Patentrohre mit verstärkten Wandungen und mit Eiseneinlagen an. Von diesen Rohren werden

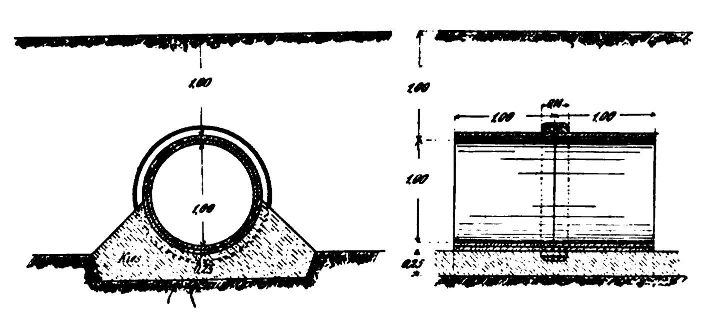


Abb. 16. Dammrohr der Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau, Berlin. 1 : 75.

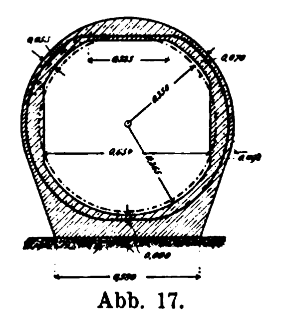


Abb. 17. Patentrohre der Firma Drenckhahn u. Sudhop in Braunschweig. (Eisenbetonrohre mit verstärkten Wandungen nach Prof. Möller.) 1:25.

jährlich beträchtliche Mengen verlegt. Gegenüber den gewöhnlichen Eisenbetonrohren haben diese Patentrohre bei gleichem Material eine erheblich größere Tragfähigkeit und bieten infolgedessen eine erheblich größere Sicherheit gegen die Bildung von Rissen. Die Rohre, deren Querschnitt in Abb. 17 dargestellt ist, sind nach Angabe des Professors M. Möller in Braunschweig hergestellt. Wie in Abt. 5 ausgeführt ist, tritt bei etwaiger Überbelastung der Bruch der Rohre gleichzeitig im Scheitel, in der Sohle und in der Mitte der Seitenwandungen ein. Gerade diejenigen Stellen der

Rohrwandungen, die durch einen senkrechten und einen wagerechten Schnitt getroffen werden, sind am meisten beansprucht, während die in diagonaler Richtung vom Mittelpunkte aus liegenden Rohrteile eine weit geringere Beanspruchung auszuhalten haben. Nach dem Möllerschen Verfahren ist nun an den günstigen Stellen etwas Rohrmaterial weggenommen und nach den ungünstigen Stellen gebracht worden, so daß der in Abb. 17 dargestellte Rohrquerschnitt entsteht. Die Eiseneinlagen sind dort angeordnet, wo bei der Belastung des Rohres die größten Zugspannungen auftreten. Sie befinden sich also im Scheitel und an der Sohle an der inneren Rohrwand und an den Seiten an der äußeren Rohrwand.

Das erste Rohr dieser Art wurde auf dem Bahnhof in Harburg im März 1900 einer Belastungsprobe unterzogen. Das Rohr besaß eine Länge von 1 m, einen Durchmesser von 70 cm, 103 mm Wandstärke an den verstärkten Stellen und 6 cm^2 Eiseneinlage auf 1 m. Die Belastung geschah derart, daß auf den Scheitel des Rohres eine 20×20 mm starke Eisenstange gelegt wurde und daß die ganze Last nur auf diese Eisenstange drückte. In freier Lage (ohne Einbettung) trug das Rohr eine solche, in der Scheitellinie konzentriert aufgebrachte Last von 12 000 kg bis zum Eintritt starker Risse. Das Rohr befand sich nahe vor dem Zusammenbruch; es fehlte jedoch weiteres Belastungsmaterial, um diesen ganz herbeizuführen.

Ein in den Boden eingebettetes Rohr derselben Art trug bei 50 cm Überschüttung eine Last von 15 000 kg, bis ein feiner, innerer Riß sichtbar wurde; ein Zusammenbruch wäre voraussichtlich erst bei mehr als 30 000 kg erfolgt.

Um das Verhalten der Rohre weiter festzustellen, sind unter Mitwirkung des Professors Möller von der Firma Drenckhahn u. Sudhop in Braunschweig im September 1900 und im Juni 1901 Rohre von 150 cm und 70 cm innerem Durchmesser mit und ohne Wandverstärkung und mit und ohne Eiseneinlagen einer Prüfung unterzogen worden. Ohne Eisen und bei nicht verstärkter Wand fand sich die Bruchgrenze bei einer Last von 3000 kg. Die größte Bruchlast wurde seitens der Firma Holm u. Molzen in Flensburg im April 1901 erreicht. Die dort hergestellten Rohre mußten besonders stark sein, da sie mit geringfügiger Überschüttung in schlechtem, häufig überschwemmtem Boden unter Eisenbahngleisen Verwendung finden sollten. Bei 100 cm innerem Durchmesser, 75 cm Baulänge, 138 mm Wandstärke an den verstärkten Stellen und 7 cm^2 Eiseneinlage auf 75 cm Baulänge erreichten die Rohre eine Bruchlast von $Q = 14\,800$ kg. Das macht $Q = 19\,700$ kg Scheitellast auf 1 lfd. m.

Lichtweite mm	Wandstärke mm	Baulänge m	Durchflußprofil m^2	Anzahl für den Waggon von 10000 kg Stück
300	35	1,00	0,075	70
400	42	1,00	0,133	50
500	45	1,00	0,207	33
600	50	1,00	0,294	26
700	55	1,00	0,394	21
800	65	1,00	0,508	18
900	75	0,75	0,637	18
1000	80	0,75	0,795	16
1250	80	0,75	1,228	12
1500	110	0,75	1,751	7

Die Patentrohre mit verstärkter Wandung werden von der Firma Drenckhahn u. Sudhop in jeder Größe hergestellt. Die Anzahl und die Stärke der Eiseneinlagen, die aus Rundeisen bestehen, richten sich nach der jeweiligen Größe und der Art der Beanspruchung.

Die normalen Lichtweiten liegen zwischen 30 und 150 cm; die Baulängen, Wandstärken usw. sind in der vorstehenden Tabelle enthalten.

Die Firma W. Dorn in Kempten, deren Monier-Rohre in Abt. 6 ausführlicher behandelt sind, hat über die Preise ihrer Rohre folgende Angaben gemacht.

Form	Lichtweite cm	Wandstärke mm		Gewicht kg	Preis für das Meter Mark
rund	15	17	Mit Muffen und einer Einlage	24	1,80
„	20	18		35	2,30
„	25	21		44	3,00
„	30	22		50	3,40
„	35	24		72	4,00
„	40	27		84	4,50
„	45	28		98	5,20
„	50	30		114	6,30
„	60	32	Mit zwei Einlagen und Unterlagen	157	9,00
„	70	45		260	12,00
„	80	50		328	14,00
„	90	55		350	16,00
„	100	55		390	18,50
„	120	60		575	27,00
„	130	65		650	30,00
eiförmig	40/60	28		108	6,00
„	50/75	40		230	8,50
„	60/90	50		328	12,00
„	70/105	50		395	15,00
„	80/120	45		355	19,50

Die Rohre werden in Baulängen von 1 und 2 m geliefert. Fassonstücke und zwar Bogen, Übergänge, Abzweige und Kopfstücke unterliegen besonderer Preisvereinbarung.

Die meist in senkrechter Richtung ausgeführten, rohrförmigen Anlagen, wie Ventilationsrohre, Dunstrohre und Wetterschächte sind in dem Kapitel „Bergbau“ behandelt.

An dieser Stelle sei noch der hohlen Eisenbetonmaste (Siegwartmaste) gedacht (Abb. 18), die als stehende Röhren zu betrachten sind und auch als Röhren Verwendung finden.

Hauptsächlich sollen diese Maste jedoch als Ersatz für die gewöhnlichen Holzmaste, die eisernen Gittermaste und die Mannesmannsäulen dienen; sie können eine beliebige Verjüngung und jede geforderte Länge erhalten. Die Eiseneinlagen bestehen in der Längs- und in der Querrichtung aus Rundeisen und zwar werden die Längseisen durch spiralförmig verlaufende Wickelungen der Quereisen zusammengehalten. Die Wandstärke beträgt je nach der Beanspruchung 2,5 bis 5 cm.

Die Herstellung der Maste erfolgt auf maschinellem Wege (vergl. Abt. 3 Abb. 29 u. 30).

Ferner sei noch der Kanäle für Heizzwecke Erwähnung getan.

Ein in Dresden hergestellter Eisenbetongang zur Aufnahme der Heizungsrohre des Fernheizwerks der Königlichen Technischen Hochschule in Dresden ist in Abb. 19 und 20 dargestellt.

Der Kanal geht von dem Kesselhaus nach sämtlichen Gebäuden der ziemlich umfangreichen Anlage; er besitzt eine Länge von 250 m, eine lichte Höhe von 2 m und eine lichte Weite von 1 bis 1,20 m. Wie aus Abb. 20 hervorgeht, ist er an manchen Stellen 1,50 bis 2,50 m hoch überschüttet. Der Kanal ist der großen Wärme wegen mit Dilatationsfugen ausgestattet, da Längenänderungen von 20 mm vorgekommen sind.



Abb. 18. Hohle Eisenbetonmaste (Siegwartmaste).[1])

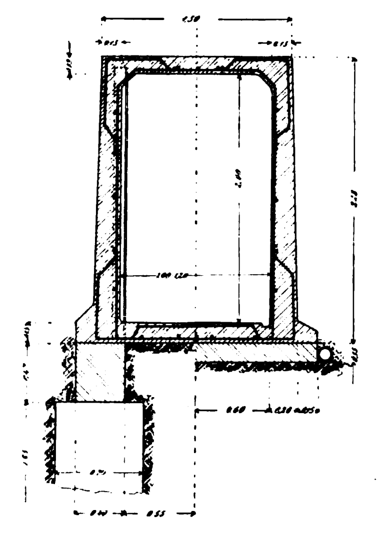


Abb. 19. 1 : 60.



Abb. 20.

Abb. 19 u. 20. Eisenbetongang für das Fernheizwerk der Königl. Technischen Hochschule zu Dresden.

[1]) Aus der Schweizerischen Elektrotechnischen Zeitschrift 1906, Heft 51.

Die Wandstärke beträgt 15 cm, die Deckenstärke 12 cm. Die Längseisen besitzen eine Stärke von 7 mm; ihre Lage ist in der Zeichnung angegeben. Die senkrecht zur Längsachse angeordneten Eiseneinlagen haben 10 mm Stärke und 12 cm Abstand, der unter Straßenkreuzungen auf 9 cm ermäßigt wird. Das in der Sohle angeordnete, nach oben abgebogene Eisen wird nur mit 1 m Abstand eingelegt. An dem auf der linken Seite einbetonierten T-Eisen werden die Heizungsrohre befestigt.



Abb. 21. Zielrohr auf dem Observatorium zu Paris.

Der Gang ist teils auf einer Betonplatte, teils auf Pfeilern fundiert.

Zwei weitere Leitungsgänge, von denen der eine für Heizungsrohre, der andere für Kanalrohre bestimmt ist, sind in Abt. 7 beschrieben.

Einem besonderen Zweck dient die in Abb. 21 dargestellte, aquaduktähnliche Rohrleitung. Es ist das auf dem Observatorium zu Paris befindliche Zielrohr, das zur Bestimmung der Mittagszeit benutzt wird.

Betr. ähnlicher Bauten, besonders Personentunnels, vergl. Kapitel „Tunnelbau“.

3. Herstellung von Rohren außerhalb der Baugrube nach der Bauweise Monier, Bordenave, Bonna mit stabförmigen Einlagen, Chassin, Zisseler, Bonna mit Blecheinlage. Verlegung und Stoßverbindung. Leitsätze des deutschen Betonvereins. Herstellung von Rohrleitungen und Durchlässen in der Baugrube.

Betreffs der Ausführung der Eisenbetonrohre sind zwei Arten zu unterscheiden. Die erste Art betrifft die Herstellung der Rohre in einer Fabrik, also fern von der Verwendungsstelle. Die zweite Art betrifft die Herstellung der Rohre an dem Ort, an dem sie für die Zukunft verbleiben sollen, also in der Baugrube selbst.

Um die bei der ersten Herstellungsart unvermeidlichen Transportkosten der fertigen Rohre zur Verwendungsstelle und die hiermit verbundenen Beschädigungen der fertigen Rohre möglichst zu beschränken, ist man auch dazu übergegangen, in unmittelbarer Nähe des Bauplatzes einen Werkplatz zur Herstellung der Rohre einzurichten. Man vereinigt auf diese Weise die Vorteile der fabrikmäßigen Herstellung mit den Vorteilen der Anfertigung an Ort und Stelle.



Abb. 22. Inneres einer Röhrenfabrik in Sydney.

Die Herstellung der Rohre in einer Fabrik oder auf einem Werkplatz ist na-

türlich nur bis zu einer gewissen Größe des Durchmessers und der Rohrlänge praktisch ausführbar. Als Grenze kann man einen Durchmesser von 2 m annehmen. Übersteigt der Durchmesser der Rohrleitung diese Grenze, so muß an die Stelle der Herstellung in der Fabrik oder auf dem Werkplatz die Herstellung in der Baugrube selbst treten.

Für die Ausführung der Rohre sind verschiedene Systeme vorgeschlagen worden, von denen jedoch nur wenige eine größere Bedeutung in der Praxis erlangt haben.



Abb. 23. Rohr nach Bordenave.

An erster Stelle ist die Bauweise Monier anzuführen. Alle Rohre werden hierbei mit dem bekannten Moniergerippe aus Rundeisen, die an den Kreuzungspunkten verbunden werden, versehen und aufrecht stehend zwischen einer Kernform und einem eisernen Mantel gestampft. Diese Ausführungsart ist natürlich nur dann möglich, wenn die Stärke der Rohrwand groß genug ist, um das Stampfen zwischen der Eiseneinlage und der Formwand zu gestatten.

Bei geringerer Stärke wird die bei den Monier- und Rabitzwänden übliche Herstellungsart angewandt. Der Zementmörtel wird von außen und innen an die Eiseneinlage fest angedrückt, und nach genügender Erhärtung dieses Kernes werden dann die Rohrwände glatt geputzt.

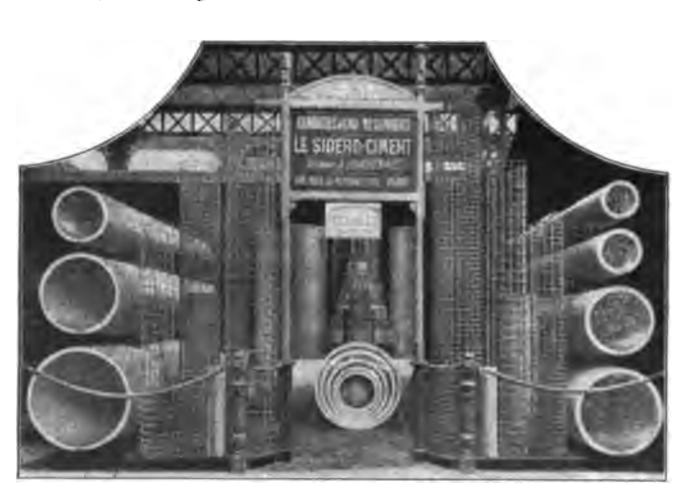


Abb. 24. Rohre nach der Bauweise Bordenave.

Für die letztere Herstellungsart sind auch Maschinen mit wagerecht angeordneten Metalltrommeln im Gebrauch, wie dies aus Abb. 22, welche das Innere einer Röhrenfabrik in Sydney darstellt, ersichtlich ist (vergl. auch Bauweise Zisseler).

Bei Monierausführungen von größeren Abmessungen unterstützt man öfters das Gerippe durch kleine Profileisen. Dies ist namentlich von dem Franzosen Coignet angewandt worden.

Bordenave verwendet als Armierung nicht Rundeisen, sondern kleine I-Eisen. Diese werden auf einer Biegemaschine zu einer spiralförmigen, zylindrischen Wicklung von entsprechendem Durchmesser aufgerollt. Sodann werden die Windungen auf einem Formkern in den nötigen Abständen geordnet, die Längsstäbe eingeführt und mit den Spiralen durch Bindedraht verbunden (vergl. Abb. 23 und 24).

Die Fertigstellung erfolgt in stehenden Formen durch Guß, da der Beton eine

beträchtliche Feuchtigkeit besitzen muß, um sämtliche Eisen in genügender Weise zu berühren und einzuhüllen.

Zur Fabrikation der Rohre verwendet man eine Maschine, die den Namen pondeuse (Legehuhn, Henne) führt. Sie besteht aus einem fahrbaren Gerüst, das eine Arbeitsbühne und einen Hebekran enthält (vergl. Abb. 25). Zur Herstellung der Rohre wird



Abb. 25. Werkplatz bei l'Oued-el-Kébir (Algier) zur Anfertigung von Bordenave-Rohren.[1])

auf den Erdboden eine Schablone gelegt, die dem Querschnitt des Rohres entspricht; sodann wird die Kernform, über diese die Rohrarmatur und darüber wieder die äußere Kernhülle senkrecht aufgestellt und der Beton, der nur aus Sand und Zement besteht, mit Hilfe einer Einschüttvorrichtung eingefüllt. Wenn das Abbinden genügend weit vorgeschritten ist, entfernt man die äußere Hülle, die zum Öffnen eingerichtet ist, und ebenso die Kernform, die eine Vorrichtung zum Verkleinern des Durchmessers besitzt, und läßt das Rohr bis zu seiner vollständigen Erhärtung an seinem Platze stehen.



Abb. 26. Maschine zur Herstellung von Bonna-Rohren.

Bonna verwendet kreuzförmige Profileisen; sie werden jedoch nicht spiralförmig gerollt, sondern auf Länge geschnitten und zu einzelnen Ringen gebogen. Die beiden Enden der Ringe werden durch Schweißung oder Nietung miteinander verbunden, so daß einzelne geschlossene Ringe entstehen. Diese Ringe werden sodann mit dem entsprechenden Abstand geordnet und mit den Längsstäben verbunden.

Der Guß der Rohre erfolgt wie bei Bordenave von einer fahrbaren Arbeitsbühne aus. Die in Abb. 26 dargestellte Arbeitsbühne wurde im Jahre 1903 in Brüssel benutzt.

[1]) Faksimile-Reproduktion nach Etude technique et pratique sur le Sidero-Ciment. Paris 1901.



Abb. 27. Werkplatz zur Herstellung von Bonna-Rohren.

Ein weiterer Werkplatz ist in Abb. 27 und die Armierung einer Röhre in Abb. 28 dargestellt.

Bei **Chassin** wird das Rundeisengerippe durch Ringe von ⊥-Eisen und Längsstäbe von ⊏-Eisen verstärkt. Das System ist bei dem Bau des Dükers von Chennevières (Kanalisation von Paris) zur Anwendung gekommen und in Abb. 56 und 57 dargestellt.

Bei der **Bauweise Zisseler**, welche in Zentraleuropa viel angewandt wird, wird das Rohr nicht nur mit einem Drahtgewebe, sondern auch mit einer besonderen Drahtumwicklung versehen. Die Rohre werden über wagerecht angeordneten, drehbaren Kernformen hergestellt. Zuerst wird eine Mörtelschicht auf die Form gegeben und in diese das Drahtgewebe eingebettet; dann wird eine zweite Mörtelschicht aufgetragen, die Umwicklung vorgenommen und dann das Rohr fertig gestellt.

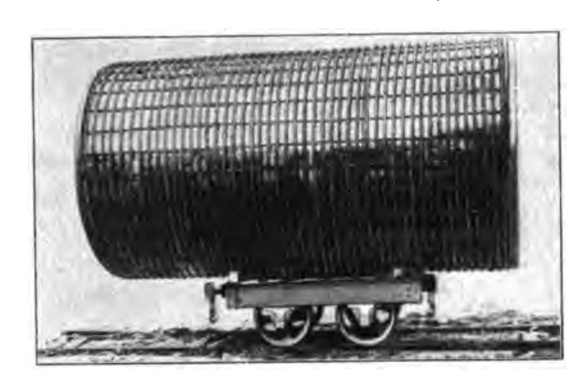


Abb. 28. Armierung eines Bonna-Rohrs von 1,50 m Durchmesser und 3 m Länge.

Auf eine ähnliche Art erfolgt die maschinelle Herstellung der hohlen Eisenbetonmaste (Siegwartmaste) vergl. Abb. 18. Die in Abb. 29 u. 30 dargestellte, patentierte Maschine besitzt eine nach Art der Gallschen Kette ausgebildete Gliederrinne, die den seitwärts zubereiteten Beton nach der Kernform bringt und auf diese aufträgt. Sodann wird der Beton durch Druckwalzen verteilt und festgedrückt.

Nach Fertigstellung der Maste wird die Kernform durch Lösung einer Spannvorrichtung auf einen kleineren Durchmesser gebracht und herausgezogen.

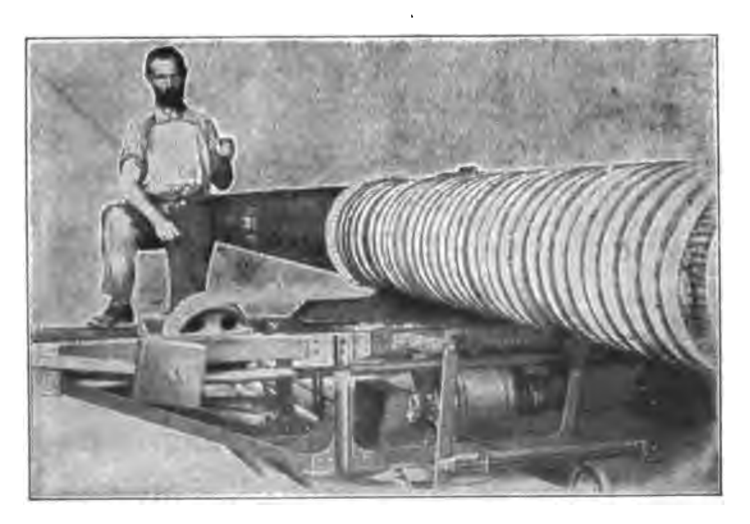


Abb. 29. Maschine zur Herstellung von hohlen Eisenbetonmasten (Siegwartmasten) mit Kernform und teilweise aufgebrachter Betonschicht.[1])

[1]) Aus der Schweizerischen Elektrotechnischen Zeitschrift 1906. Heft 51.

Eine weitere Bauweise für Eisenbetonrohre wurde von Bonna dadurch ausgebildet, daß er die Rohre mit einem geschlossenen Blechmantel versah. Das Eisengerippe wurde außerhalb des Blechmantels angeordnet; bei großen Drücken, für welche diese Rohre besonders geeignet sind, ist auch innerhalb des Blechmantels ein Eisengerippe vorgesehen.

Nach dieser Bauweise hergestellte Rohre wurden bei dem Bau der Pariser Kanalisation bei Achères verwendet; ferner wurde die Konstruktion bei dem Syphon von Sosa (vergl. Abt. 7) und u. a. auch bei den Leitungen des Swansea-Wasserwerks in Nordamerika angewandt. Der Blechmantel wird aus einzelnen Blechtafeln hergestellt und die Stöße werden durch Lötung oder Schweißung verbunden. Bei dem Syphon von Sosa wurde die Schweißung verlassen, da sie sich bei so großen Blechtafeln als nicht praktisch erwies. Die Bleche wurden dann miteinander vernietet.

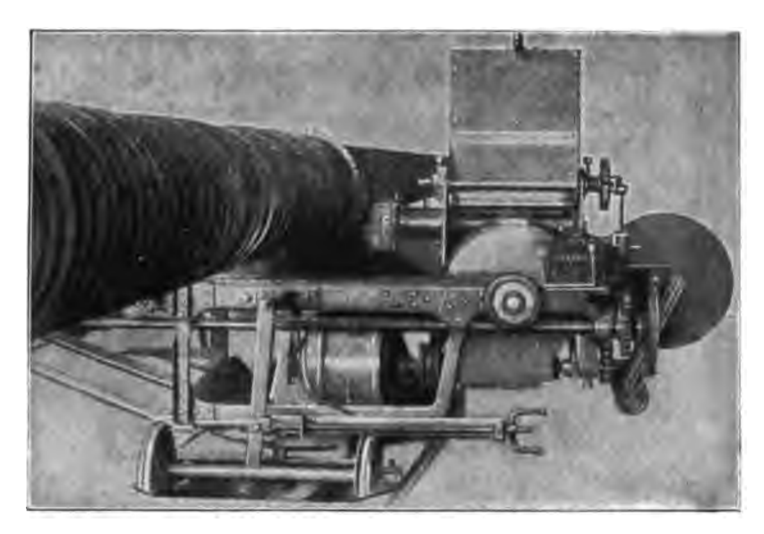


Abb. 30. Maschine zur Herstellung von hohlen Eisenbetonmasten (Siegwartmasten) mit Kernform und teilweise aufgebrachter Betonschicht.[1])

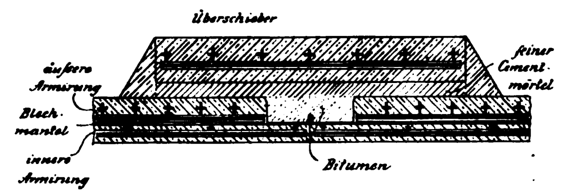


Abb. 31. Längsschnitt mit Überschieber.

Über die Swansea-Wasserleitung ist folgendes zu bemerken:[2])



Abb. 32. Schweißvorrichtung.



Abb. 33. Schweißen des Blechmantels.

Abb. 31 bis 38. Rohre der Swansea-Wasserleituug.

Die Rohre werden in Stücken von 3 m Länge hergestellt. Der innere Blechmantel, welcher eine Stärke von 1 mm besitzt, ist durch ein inneres und äußeres Eisen-

[1]) Aus der Schweizerischen Elektrotechnischen Zeitschrift, 1906, Heft 51.

[2]) Vergl. Concrete and Constructional Engineering 1906 Juli, welchem auch die Abb. 31 bis 38 entnommen sind.

gerippe verstärkt. Das innere Gerippe ist wesentlich schwächer konstruiert als das äußere (vergl. Abb. 31).

Die wasserdichte Verbindung der Rohrnaht geschieht durch Schweißung unter der



Abb. 34. Äußeres Gerippe.



Abb. 35. Guß kleiner Rohre.



Abb. 36. Guß großer Rohre.



Abb. 37. Gerippe der Formstücke.



Abb. 38. Herstellung der Formstücke von Hand.

Stichflamme, wie dies in Abb. 32 u. 33 dargestellt ist. Die Fertigstellung der Rohre durch Gießen in senkrechter Stellung ist in Abb. 35 und 36 dargestellt; die Krümmer und Formstücke werden nach Abb. 37 und 38 von Hand vollendet.

Die Rohre haben einen Wasserdruck von rund 5,6 Atmosphären auszuhalten, sie sind deshalb mit einer sorgfältigen Stoßausbildung (vergl. Abb. 31) ausgestattet. Daß die Rohre für sich imstande sind, auch noch höhere Drücke mit Sicherheit auszuhalten,

wurde durch Versuche mit beliebig herausgegriffenen Rohren festgestellt. Diese wurden einem Druck von 13,5 Atmosphären unterworfen, ohne die geringsten Beschädigungen zu erleiden. Eine weitere Drucksteigerung konnte nicht vorgenommen werden, da die Vorrichtung versagte.

Für die Verlegung der in einzelnen Trommeln hergestellten Rohre liegen die beachtenswerten Vorschriften des Deutschen Beton-Vereins vor, die im Oktober 1906 als Leitsätze für die Ausführung von Zementrohrleitungen herausgegeben worden sind.

Leitsätze für die Ausführung von Zementrohrleitungen.

I. Übernahme der Rohre.

Bei Ablieferung der Rohre, sei es im Eisenbahnwagen, im Schiff, auf der Fuhre oder auf der Baustelle, muß seitens der Abnehmer eine Prüfung auf etwaiges Vorhandensein sichtbarer Fehler (Risse, Brüche usw.) erfolgen. Beanstandungen sind alsbald dem Lieferanten bekannt zu geben.

Kleine Beschädigungen sind nicht nachteilig und leicht auszubessern, dagegen sollten Rohre mit Rissen nicht eingebaut werden.

Die sogenannten Haarrisse sind unvermeidlich und nicht als Fehler zu bezeichnen.

Erläuterung 1. Haarrisse nennt man unregelmäßig verlaufende, durch Witterungseinflüsse entstehende feine Risse, welche sich spinnennetzartig nur auf der geglätteten Oberfläche zeigen. Vieljährige Erfahrungen haben bewiesen, daß diese Risse nicht nachteilig sind.

Für Beschädigungen auf dem Bahntransport haftet bei Lieferung frei Bahnwagen Empfangsstation der Lieferant, sofern der Abnehmer eine bahnamtliche Bescheinigung über den Befund vorlegt.

Erläuterung 2. Die bahnamtliche Bescheinigung ist erforderlich, da andernfalls die Eisenbahnverwaltung nicht ersatzpflichtig ist; die Bescheinigung ist vor dem Ausladen zu erwirken.

II. Vorbereitung der Baugrube.

Der vor dem Einlegen der Rohre nach Richtung und Gefälle fertig herzustellende Teil der Baugrube muß wasserfrei sein und bis zur genügenden Erhärtung der Muffendichtung wasserfrei bleiben.

Erläuterung 3. Je nach den Witterungsverhältnissen erfolgt eine genügende Erhärtung der Muffendichtungen in 24 bis 48 Stunden.

Der Baugrund muß tragfähig sein. Andernfalls ist eine feste, genügend breite Bausohle durch Sand-, Kies- oder Steinschüttung event. durch Beton, Eisenbeton oder andere Befestigungsarten zu schaffen. Bei Fels empfiehlt sich zur Vermeidung von Einzeldrücken ein ausgleichendes, festgelagertes Sandbett.

Die Baugrube soll so breit sein, daß auf jeder Seite des Rohrstranges ein freier Raum bleibt, welcher je nach Größe der Rohre und je nach Bodenbeschaffenheit mindestens 15 bis 25 cm beträgt; etwa zu tief angelegte Baugruben müssen durch festgestampften Kiessand oder Magerbeton ausgeglichen werden.

Erläuterung 4. Die Baugrube ist selbstverständlich je nach der Größe der Rohre und nach den Bodenverhältnissen verschieden breit anzulegen. Während man bei Neben- und Anschlußleitungen und bei geringer Tiefe mit schmaleren Baugruben auskommt, sollten Baugruben für Hauptleitungen nicht unter 80 cm Breite angelegt werden. Auf alle Fälle muß zwischen Rohrleitung und Baugrubenwand so viel Raum verbleiben, daß ein zuverlässiges Hinterfüllen bezw. Hinterstampfen der Rohrleitung möglich ist.

Machen Bodenbeschaffenheit und Grundwasser die Anwendung von Stülp- oder Spundwänden erforderlich, so muß die Baugrube entsprechend breiter angelegt werden.

III. Verlegen der Rohre.

Das Verlegen der Zementrohre auf der fertigen Baugrubensohle geschieht zweckmäßig, vom tiefsten Punkt der Leitung ausgehend, derart, daß die Spitzmuffe in die Richtung des Wasserlaufes weist.

Unter den Rohrstößen wird zum Schutz der Muffendichtung vorteilhaft eine etwa 2 cm starke, 10 bis 12 cm breite Schicht erdfeuchten Zementmörtels in eine entsprechende Vertiefung eingebracht.

Erläuterung 5. Bei dem Ineinanderschieben der Rohrmuffen muß unter Beachtung der nebenstehenden Verlegungsvorschriften die nötige Vorsicht gebraucht werden, damit die unterlegte Zementmörtelschicht sich nicht in die Muffe schiebt, da sonst die Dichtungsfuge unzulässig vergrößert wird.

Bei Beobachtung der Leitsätze erübrigen sich besondere Maßnahmen zum Schutze der Muffendichtungen.

Lassen die Verhältnisse die Verwendung von Unterlagsplatten, Lagerstühlen, Hohlmuffen [1]) und dergleichen wünschenswert erscheinen, so sind in jedem Fall besondere Vorschriften über die Ausführung zu erlassen.

Erfolgt das Ausgießen der Lagerstühle oder Hohlmuffen mit Asphaltkitt, so müssen jene sowie auch die Rohrenden trocken sein.

Rohre mit Muffen nach Art der Tonrohre werden in gleicher Weise behandelt; die Muffendichtung kann mit Zementmörtel oder mit Teerstrick und Asphaltkitt erfolgen.

Für die Anschlüsse der seitlichen Zuleitungen werden Rohre mit Einlässen geliefert. Es ist indessen ein besonderer Vorzug der Zementrohrleitungen, daß man auch nachträglich an jeder beliebigen Stelle ohne Schädigung des Hauptrohres Einlaßstücke einsetzen kann.

Die Muffen sind vor dem Einlassen des Rohres in die Baugrube mit Bürste und Wasser sorgfältig zu reinigen, darauf ist das Rohr in die Baugrube zu lassen, und zwar so, daß die Spitzmuffe in die Stumpfmuffe geschoben werden kann. Nachdem dann die beiden Muffenenden der Rohre genügend angenetzt sind, wird die Stumpfmuffe des verlegten Rohres auf der unteren Hälfte mit einer Zementmörtelschicht in einer Mischung von 1 Teil Zement zu 1 bis 2 Teilen feinen Sandes versehen, so daß bei dem alsdann erfolgenden Einschieben des Rohres der Mörtel innen und außen aus der Fuge quillt.

Hierauf wird das Rohr nach Richtung und Gefälle festgelegt, die Muffe innen und außen sorgfältig nachgefugt und geglättet, bei kleineren Rohren mit dem Handfeger innen glatt gestrichen. Das Innere der Leitung wird von Mörtelabfällen und Schmutz gereinigt, worauf das nächste Rohr verlegt werden kann. Kleinere Rohre können von Hand verlegt werden, zum Verlegen großer Rohre empfiehlt es sich, Flaschenzug und Verlegehaken oder Zange zu verwenden.

Diese Leitsätze finden auch sinngemäße Anwendung beim Verlegen dünnwandiger Zementrohre, Monier- und Zisseler-Rohre, soweit sie keine Muffen haben. Um aber eine sichere Verbindung und genügende Dichtigkeit an den Stößen zu erzielen, verfährt man wie folgt: Nachdem auch hier an den Stößen ein etwa 20 cm breites Mörtelbett bereitet ist, wird darauf eine Drahtbinde ausgebreitet und mit einer etwa 2 cm starken Zementmörtellage bedeckt. Auf diese in Mörtel eingehüllte Drahtbinde werden die Rohre verlegt und nach Richtung und Gefälle eingerichtet. Die Binde wird sodann zu beiden Seiten der Rohre in die Höhe gezogen, auf dem Scheitel verbunden und mit einer mindestens 5 cm starken Zementmörtelschicht versehen. Die Dichtung im Inneren geschieht in gleicher Weise wie bei den Rohren mit Muffen.

---

[1]) Vergl. Protokoll der IX. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1906 vom 14. und 15. Februar, S. 36 bis 49.

IV. Einbetten der Rohre und Verfüllen der Baugrube.

Der Rohrstrang wird zweckmäßig alsbald verfüllt. Die seitliche Verfüllung bis etwa 10 cm über Kämpfer soll in Lagen von 12 bis 15 cm Höhe beiderseits gleichzeitig erfolgen; die einzelnen Schichten sind mit geeigneten Stampfern festzustampfen.

Zur Verfüllung ist nur Material geeignet, welches in trockenem oder feuchtem Zustand durch Stampfen so verdichtet werden kann, daß ein festes Widerlager gewonnen wird und nachträgliches Setzen der seitlichen Verfüllung nicht eintreten kann. Gefrorenes Material darf deshalb nicht verwendet werden. Einschlämmen darf nur bei Sand und Kiessand erfolgen.

Erläuterung 6. Bei wasserführendem Boden wirkt eine durchlässige Hinterfüllung gleichzeitig günstig als Entwässerung.

Findet ein Einschlämmen statt, so ist das Wasser zum erstenmal nach dem Einbetten des Rohrstranges bis Kämpferhöhe und dann während des weiteren Verfüllens zuzuführen; zu reichliche Wasserzufuhr ist jedoch zu vermeiden, um einem Nachgeben der Baugrubenwände vorzubeugen.

Liegt ein Rohrstrang in seitlich ausweichendem Boden, so ist, je nach der Bodenbeschaffenheit, genügend breite Hinterpackung mit Steinen, Hintermauerung oder Betonierung, wenigstens bis 10 cm über Kämpfer erforderlich. Hierzu muß die unter II beschriebene natürliche oder künstlich hergestellte Bausohle so breit sein, daß auch die Hinterpackung, Mauerung oder Betonierung ganz auf derselben aufruht.

Liegt der Rohrstrang im Grundwasser und gleichzeitig in Überschüttung über etwa 4 m, so empfiehlt es sich, denselben bis Kämpferhöhe einzubetonieren.

Erläuterung 7. Die Druckbelastung, welcher eine Rohrleitung in der verfüllten Baugrube durch die auflagernden Erdmassen ausgesetzt ist, ist je nach der Bodenbeschaffenheit sehr verschieden.

Bei standfähigem Boden können Zementrohrleitungen ohne weiteres auch in größerer Tiefe verlegt werden, während bei ausweichendem oder wasserführendem Boden besondere Sicherungen erforderlich sind.

Das weitere Verfüllen der Baugrube soll in Schichten von 20 bis 25 cm unter stetem Anstampfen erfolgen, wobei bis zur Höhe von 20 cm über Rohrscheitel vorsichtig unter Verwendung steinfreien Materials zu verfahren ist.

Rohrleitungen sollen mindestens so tief unter der Straßenkrone liegen, daß keine gefährliche Druck- oder Stoßbeanspruchung vorkommen kann. Ist dies zu erreichen nicht möglich, so sind Widerlager, wie vorbeschrieben, herzustellen.

Erläuterung 8. Die Tieflage der Rohrleitungen unter der Straßenkrone richtet sich nach den örtlichen Verhältnissen. Bei geringer Tieflage sollte zwischen Unterkante Straßenbefestigung und Rohrscheitel, je nach der Rohrweite, wenigstens ein 10 bis 15 cm starkes Sand- oder Kiessandbett eingebracht werden.

Entstehen trotz aller Vorsicht Risse in den Rohrleitungen, so genügt es meist, dieselben sachgemäß wieder zu dichten, vorausgesetzt, daß weitere Bewegungen auch nach längerer Beobachtung nicht mehr auftreten.

V. Rohrleitungen unter aufgeschüttetem Boden.

Bei Rohrlegung unter frisch anzuschüttenden Bodenmassen, Dämmen, Halden oder dergleichen ist nichttragfähiger Boden zu entfernen und ein besonderes, breites Fundament und Widerlager, wie vorbeschrieben, herzustellen.

Bei sehr hohen Schüttungen oder schlechtem Untergrund empfiehlt es sich außerdem, geeignet geformte oder mit Eiseneinlage verstärkte Rohre zu verwenden.

Werden Rohrleitungen seitlich entlang einer Dammschüttung geführt und dabei einseitiger Belastung unterworfen, so ist auch hier zunächst durch sichere Fundierung

dafür zu sorgen, daß die Leitung nicht durch den seitlichen Erddruck auf der Fundamentsohle verdrückt oder verschoben wird; ferner ist auf der freiliegenden oder weniger überdeckten Seite durch Steinpackung, Mauerung, Betonierung oder dergleichen ein Widerlager zu schaffen, welches ausreicht, den von der anderen Seite her einwirkenden Erddruck ohne Nachteil für die Rohrleitung auf den Baugrund zu übertragen.

Die Ein- und Ausläufe von Durchlässen sind durch Steinpackung, Mauerung oder Betonierung vor Unterspülung zu sichern; ebenso ist durch genügend tiefes Fundament das Hochfrieren des Baugrundes zu verhindern.

Das Verfüllen der Rohrleitung muß gleichzeitig zu beiden Seiten erfolgen; die Schüttung muß derart vorgenommen werden, daß schädliche einseitige Belastungen nicht vorkommen.

Schlußbemerkung.

In dem engen Rahmen dieser Leitsätze können natürlich nicht alle gebräuchlichen Verfahren bei Verlegung von Rohrleitungen behandelt werden. Liegen aber nicht besonders schwierige Verhältnisse vor, so können an Hand der Leitsätze die Baugruben ordnungsmäßig hergestellt und die Rohrleitungen in zuverlässiger Weise verlegt und gesichert werden. Für besondere Verhältnisse müssen stets besondere Vorkehrungen getroffen werden.

Für die Verlegung der Dammrohre (vergl. Abb. 16) hat die Aktien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau in Berlin folgende Anweisung herausgegeben:

> „Die Rohre sollen auf einen festen, tragfähigen Untergrund gelegt werden und empfiehlt sich in allen Fällen die Anwendung einer 15 bis 25 cm hohen Kiessand- oder Sandschicht unter der Sohle. Loser geschütteter Boden ist stets zu beseitigen und vollständig durch Kiessand oder Steingrus zu ersetzen; bei schlechtem Baugrunde muß die Unterbettung so breit gewählt werden, daß sie insgesamt dem dreifachen Rohrdurchmesser entspricht.
>
> Die Um- und Überschüttung der Rohre muß in einzelnen, zu stampfenden Lagen so vorgenommen werden, daß nachträgliche Zusammenpressungen und Setzungen ausgeschlossen sind. Durch zuverlässiges Feststampfen, gegebenenfalls Einschlämmen ist die nötige Sicherheit immer zu erreichen.
>
> Die Überschüttung hat gleichmäßig auf beiden Seiten zu geschehen, damit der Rohrstrang durch einseitiges Anstampfen nicht verschoben wird."

Wenn die Verlegung der Dammrohre unter Aufsicht und Mithilfe eines Vorarbeiters der Gesellschaft vorgenommen wird, übernimmt die Gesellschaft für die Haltbarkeit der Rohre eine dreijährige Garantie.

Die Stoßverbindung der Rohre erfolgt auf verschiedene Art. An kleinen Rohren, bis etwa 50 cm Durchmesser, ist, wie bei den Ton- und Metallrohren, meistens eine Muffe angebracht, in die das stumpfe Ende des anderen Rohres hineingeschoben wird. Die Dichtung des Stoßes erfolgt durch Zementmörtel. Diese Stoßverbindung ist aber in Amerika auch für größere Rohre in Anwendung gekommen, wie Abb. 39 zeigt. Der äußere Durchmesser dieses Rohres beträgt 1,42 m, die Länge 2,63 m.

Rohre mit verhältnismäßig starker Wandung werden entweder nach Abb. 40 oder Abb. 41 am Stoß verbunden.

Eine weitere Ausbildung dieses Stoßes zeigt Abb. 42[1]), herrührend von der

[1]) Eng. News 1906, 20. Dez. und Beton u. Eisen 1907, S. 116.

Reinforced Concrete Pipe Co. in Detroit. Bei dieser Konstruktion sind die aus dem Rohr herausragenden Längseisen gekröpft und können so, wie dies in Abb. 43 dar-

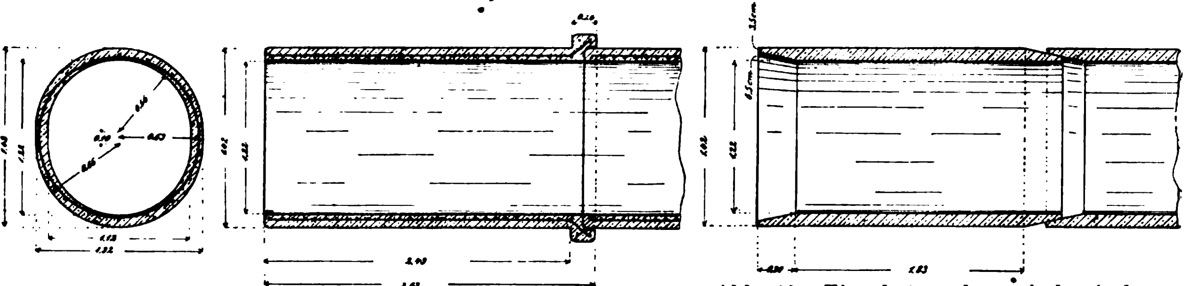


Abb. 39. Eisenbetonrohre mit Muffen. 1 : 40.

Abb. 40. Eisenbetonrohre mit konischer Stoßverbindung. 1 : 40.

gestellt ist, zur Herstellung eines Längsverbandes der ganzen Rohrleitung benutzt werden.

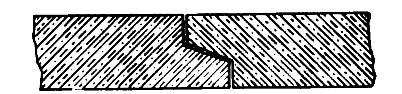


Abb. 41. Eisenbetonrohre mit schräg überschobenem Stoß.

Die Stoßverbindung der größeren Rohre erfolgt meistens durch Überschieber; die Rohre sind dabei an ihren Enden entweder stumpf abgeschnitten oder nach Abb. 44 mit schräg überschobenem Stoß versehen. Die Überschieber werden entweder außerhalb der Baugrube als einzelne Ringe auf Vorrat hergestellt und bei der Verlegung der Rohrleitung den einzelnen Trommeln übergeschoben, oder sie werden nach der Verlegung der Rohrleitung an dem Stoß der Rohre in der Baugrube selbst hergestellt. Die auf Vorrat hergestellten

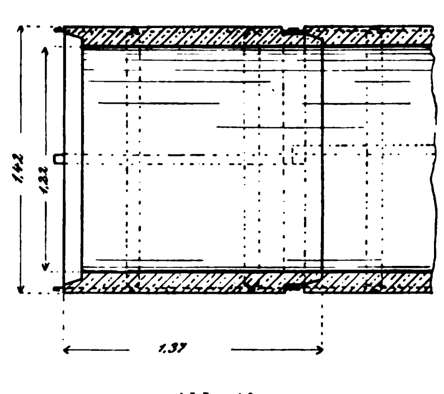




Abb. 42. Abb. 43.

Eisenbetonrohre mit herausragenden Eiseneinlagen.

Überschieber sind in Abb. 27 auf der rechten Seite sichtbar; ferner zeigt Abb. 45 eine Leitung mit losen, noch nicht vergossenen Überschiebern.

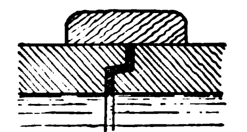


Abb. 44. Stoßverbindung durch Überschieber.

Bei der Herstellung der Überschieber in der Baugrube selbst werden die Rohre meistens durch sattelförmige Unterlagen unterstützt, um ein Verschieben der Rohre in senkrechter Richtung zu verhüten. Die Unterlagen kommen direkt unter den Stoß zu liegen. Sie werden vor dem Verlegen der Rohre mit einer Mörtellage versehen: in diese wird die Drahtbandage eingedrückt und dann das Rohr auf die beiden Unter-

lagen herabgelassen. Die Drahtbandagen werden sodann um die Stoßfuge herumgewickelt und mit Zementmörtel abgedichtet.

Zu dem Verlegen der Rohre werden die in Abb. 46 und 47 dargestellten Hebevorrichtungen mit Vorteil verwendet (vergl. auch Abt. 7).



Abb. 45. Leitung mit losen, noch nicht vergossenen Überschiebern.

Die Stoßverbindung der Dammrohre (Abb. 16) wird ohne sattelförmige Unterlage an Ort und Stelle hergestellt. Die Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau in Berlin schreibt hierüber:

„Am Stoß zweier Rohre wird die Unterlage 20 cm breit in einer Tiefe von etwa 6 cm entfernt und der auf diese Weise entstandene Raum mit Zementmörtel (1 Teil Zement, 3 Teile Kiessand) gefüllt. Auf diesem Bett ist eine Drahtbandage auszubreiten, die einen etwa 2 cm starken Bewurf mit Zementmörtel in der Länge und Breite der unteren Mörtellage erhält. Dann sind die Rohre zu verlegen, die Bandage zu beiden Seiten in die Höhe zu nehmen und auf dem Scheitel übereinander zu fügen. Zum Schluß ist die Bandage etwa 8 cm dick mit Zementmörtel zu bewerfen, so daß ein etwa 20 cm breites Zementband mit einer Drahteinlage entstanden ist, welches die Stöße zweier Rohre fest verbindet.“





Abb. 46. Abb. 47.
Hebevorrichtungen zum Verlegen der Eisenbetonrohre.

Eine weitere Stoßverbindung, die den Namen Asphaltrillen-Dichtung erhalten hat, ist der Firma Bechtel u. Biedendorf in Fritzlar patentiert.[1])

[1]) Vergl. Beton u. Eisen 1906. S. 300.

An den beiden Stirnseiten jedes Rohres befindet sich eine Rille *B* mit halbkreisförmigem oder dreieckigem Querschnitt, die sich gegen den Rohrboden, der größeren Wandstärke entsprechend, verbreitert (vergl. Abb. 48). Die Stirnflächen selbst sind abgesetzt und verhindern so die lotrechte Bewegung der einzelnen Rohre bei der Versetzungsarbeit. Am Scheitel der Rohrenden sind halbkreisförmige Öffnungen *A* nach oben angebracht, die nach der Zusammenfügung der Rohre runde Löcher bilden. Die Verbindung und Dichtung des in der Baugrube verlegten Stranges erfolgt dadurch, daß in die runden Öffnungen am Scheitel heißer flüssiger Asphalt eingegossen wird, welcher den durch die Rillen gebildeten Hohlraum an den Rohrstößen vollständig ausfüllt. Etwaiges Austreten des Asphalts durch die Stoßfugen ist belanglos, da der Asphalt rasch erstarrt und die Fugen selbst schließt, kann aber außen durch das eingestampfte Erdreich und innen durch sofortiges Verfugen mit der austretenden Masse verhindert werden. Die Erstarrung erfolgt innerhalb weniger Minuten, womit die Verbindung und Dichtung der Rohre hergestellt ist, die sogleich mit Erdreich überschüttet werden können.

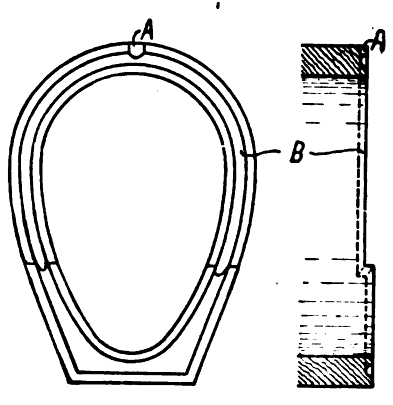


Abb. 48. Asphaltrillendichtung.

Das Verfahren ist verhältnismäßig einfach und gestattet eine große Schnelligkeit in der Ausführung. Um den Beweis zu erbringen, daß der Asphalt die Rinne ganz ausfüllt und nicht etwa vorher erstarrt, wurden im Oktober 1906 beim Bau eines Straßenkanals in Kassel zwei Eiprofil-Rohre von 75 cm Höhe in der beschriebenen Art vergossen und unmittelbar darauf durch heftiges Umwerfen wieder getrennt. Hierbei zeigte sich, daß der noch teigige Asphalt die Rinne in allen Teilen vollkommen ausgefüllt hatte.


Abb. 49. Prüfung der Asphaltrillendichtung.

Zur Prüfung der Haftfestigkeit der Rohre, sowie der erzielten Dichtigkeit der Verbindungen hatte die Firma mehrere Versuche angestellt, die zum Teil in Gegenwart des Architekten- und Ingenieurvereins in Kassel stattfanden.

Der erste, am 17. Oktober 1906 in Kassel vorgenommene Versuch erfolgte mit zwei Rohren, die am Tage vorher mit Asphalt verbunden waren und auf Biegung beansprucht wurden. Die Gesamtlänge der Rohrverbindung betrug 2 m, die Auflageentfernung 1,70 m, die aus Zementsäcken bestehende Belastung (in der Mitte auf 0,80 m Länge) 700 kg. Eine Laststeigerung war aus Stabilitätsrücksichten nicht gut möglich;

irgend eine ungünstige Beeinflussung der Verbindung war nicht festzustellen (vergl. Abb. 49).

Am 22. Oktober 1906 fand in Gegenwart zahlreicher Mitglieder des Architekten- und Ingenieurvereins zu Kassel die Erprobung eines Rohrstranges von 5 m Länge statt, der aus fünf Rohren mit Eiquerschnitt 75 × 50 cm von 7 cm Wandstärke mittels Asphaltrillen-Dichtung vier Stunden vor dem Versuch hergestellt worden war. Die Rohre selbst hatten ein Alter von $3^1/_2$ Monaten, wogen je rund 400 kg und waren durch den gefallenen Regen naß geworden. Der Rohrstrang wurde mittels zweier Flaschenzüge gehoben und auf Unterlagen gelegt, deren Lichtentfernung 4,50 m betrug. Sodann erfolgte eine Belastung dieses aus Rohren bestehenden Freiträgers mit Zementsäcken, die auf 4 m Länge eine gleichmäßige Belastung bildeten. Bei 1200 kg Auflast trat der Bruch des Rohrstranges ein. Hierbei zeigte sich, daß sämtliche Stoßfugen unberührt geblieben waren, also den Zugspannungen und den Scherbeanspruchungen Widerstand geleistet hatten. Der Bruch war in der Nähe der Fuge des Rohres über dem einen Auflager (rechts) durch lotrechte



Abb. 50.



Abb. 51.
Prüfung der Asphaltrillendichtung.

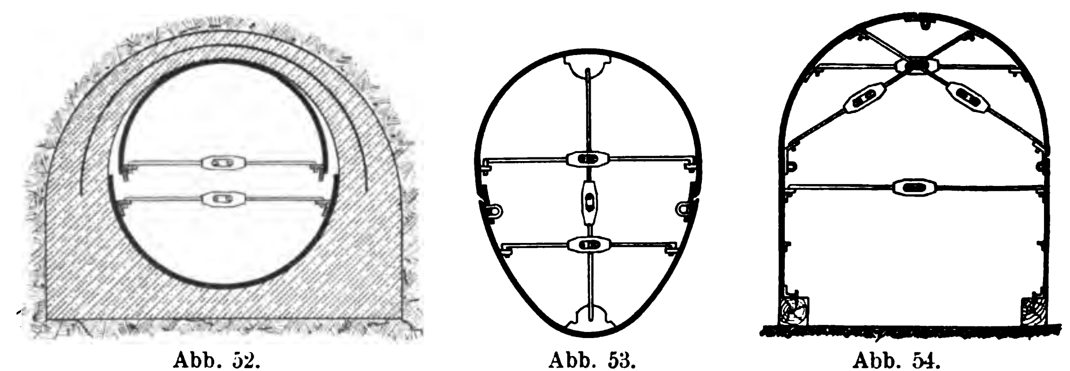


Abb. 52. Abb. 53. Abb. 54.
Abb. 52 bis 54. Kernformen für Betonrohre.

Abscherung des Betons erfolgt. An dem über dem anderen Auflager liegenden Rohre war in der Nähe der Stoßfuge ebenfalls ein Riß zu bemerken (vergl. Abb. 50 und 51).

Einer Probe auf inneren Wasserdruck wurden zwei durch Asphaltrillen gedichtete

drei Monate alte Rohre ausgesetzt. Bei dem durch eine Handpumpe erzeugten Druck von nahezu 2 Atm. wurden die Rohre wasserdurchlässig, und eine Druckerhöhung war nicht mehr ausführbar. An der Stoßfuge fand jedoch ein Wasseraustritt nicht statt. Es erwies sich daher die Verbindung dichter als das Rohrmaterial.

Die Kosten der Rohrverbindung wurden bei einem Eiprofil von 50 cm auf 75 cm Höhe auf 30 Pf. für den Stoß ermittelt.



Abb. 55.
Kleischbacheinwölbung bei Aussig.

Erwähnenswert ist, daß viele Städte das Ausgießen mit Zement nicht zulassen, weil der Rohrstrang dadurch eine zu große Steifigkeit erhält und auch die Verbindung zwischen dem Rohr und dem eingegossenen Zementmörtel keine sichere ist.

Die Herstellung von Rohrleitungen und Durchlässen in der Baugrube selbst wird für kleine und große Abmessungen angewandt, obgleich sie in der Regel nur bei großen Abmessungen vorteilhaft ist. Die Herstellung erfolgt mittels Lehrbogen und Schalung, wie dies in Abt. 7 öfter beschrieben ist, oder man benutzt besondere Kernformen, die meistens aus Eisenblech hergestellt sind. Praktisch gut verwendbare Kernformen sind in Abb. 52, 53 und 54 dargestellt. Jede Form besteht aus 2 oder mehreren Teilen, die aus Eisenblech bestehen und dem jeweiligen Profil entsprechend gebogen sind. Der eine Teil besitzt angenietete Laschen und der andere Ösen, die genau in Ausschnitte dieser Laschen passen. Die Verbindung erfolgt nach dem Zusammensetzen durch Keile, die durch die Ösen gesteckt und angetrieben werden. Jeder Teil der Kernform besitzt außerdem einen, oder bei großen Profilen mehrere Konstruktionsteile, die einesteils zur Wahrung der genauen Profilform, andernteils zum Zusammenziehen der Kernformen nach genügender Erhärtung des Betons dienen. Wie dies geschieht, ist in Abb. 52 dargestellt.



Abb. 56.
Syphon von Chennevières.



Abb. 57.
Ausführung des Syphons von Chennevières.[1])

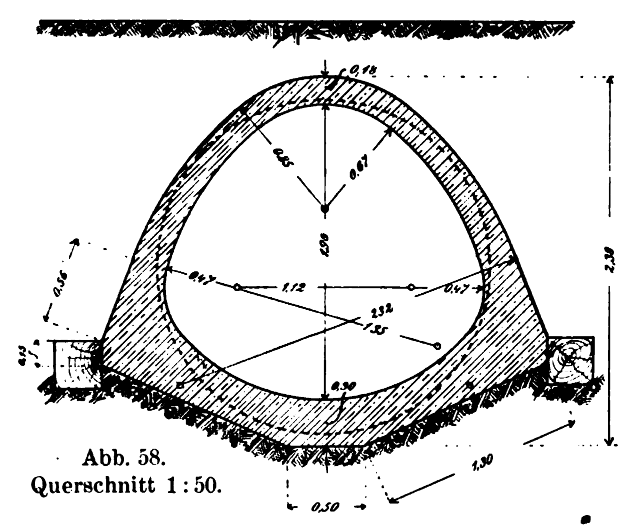


Abb. 58.
Querschnitt 1 : 50.



Abb. 59.
Abb. 58 bis 63. Wasserleitung für die Stadt Mexiko.[2])

Die bei größeren Ausführungen angewandten Holzschalungen müssen natürlich eine genügende Steifigkeit besitzen, damit sie bei dem Stampfen des Betons nicht nachgeben. Die Belastung des Lehrgerüstes muß gleichmäßig erfolgen, man muß deshalb mit dem Einbringen und Stampfen des Betons gleichmäßig von beiden Seiten vorgehen.

Eine Ausführung dieser Art ist in Abb. 55 dargestellt. Es betrifft dies die Kleischbachüberwölbung bei Aussig, die von der Firma N. Rella u. Neffe in Wien ausgeführt worden ist.

Sehr oft kommt auch der Fall vor, daß das Einbringen des Betons zwar in der Baugrube erfolgt, die Zurichtung der Eiseneinlage jedoch außerhalb der Baugrube vorgenommen wird. Ein solcher Fall ist in Abb. 56 und 57 dargestellt. Es betrifft dies die Ausführung des Syphons von Chennevières, der einen Teil der Kanalwasser-Ableitung der Stadt Paris bildet. Der Syphon ist nach der Bauweise Chassin ausgeführt.

Die Ausführung eines großen Bauwerks ist in Abb. 58 bis 63 dargestellt. Es betrifft dies die neue Wasserleitung für die Stadt Mexiko, die eine Länge von 27 km besitzt und in den Jahren 1905 und 1906 zur Ausführung kam. Das Querprofil ist in

[1]) Le Ciment 1899, Juni.
[2]) The Doings of Expanded Metal Nr. 36.



Abb. 60.



Abb. 61.



Abb. 62.



Abb. 63.

Abb. 55 bis 63. Wasserleitung der Stadt Mexiko.



Abb. 64.
Kanal in Brooklyn.[1])

Abb. 58 dargestellt. Es zeigt bei 1,90 m lichter Höhe und 2,06 m lichter Breite eine gut durchgebildete, parabelförmige Gestalt mit nach unten durchgebogener Sohle. Die beiden Balken links und rechts des Profils dienen als Richtbalken für die ganze Ausführung der Leitung. Vergl. Abb. 59 und 60. In Abb. 60 und 61 ist weiter die innere Kernform dargestellt, welche auf Schienen fahrbar angeordnet ist und mittels Spindeln in die richtige Höhenlage gebracht werden kann. Abb. 60, 62 und 63 zeigen die äußere Kernform und die Gestalt der Eiseneinlage, die aus Expanded Metal (Streckmetall) besteht.

Sämtliche Baumaterialien einschl. der Betonmischmaschinen wurden auf den beiden, längs der Baugrube angeordneten Schienengleisen befördert und an die richtige Stelle gebracht. Der Arbeitsvorgang bei dem Mischen und Einbringen des Betons ist aus Abb. 63 deutlich zu ersehen; überhaupt ist der ganze Arbeitsfortschritt aus den Abbildungen klar ersichtlich.

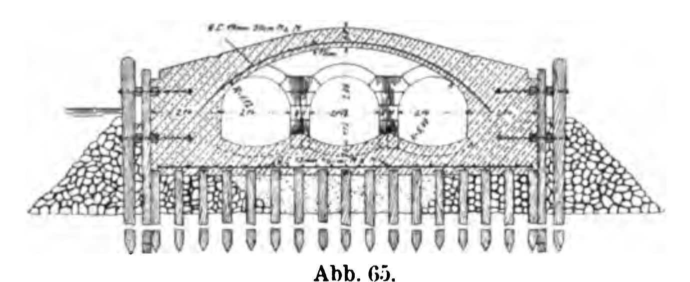


Abb. 65.

Von der Kanalisation von Brooklyn ist die Ausführung eines großen runden Kanals in Abb. 64 dargestellt. Die untere Hälfte, welche eine Auskleidung mit Ziegelsteinen erhalten hat, wurde zuerst ausgeführt und dann erst der obere Teil des Gewölbes, dessen Eiseneinlagen aber bereits vorhanden sind, fertiggestellt.

Die Ausführung des Hauptauslaßkanals von Brooklyn ist im Querschnitt und während der Ausführung in Abb. 65 und 66 dargestellt.

Über weitere Ausführungen vergl. Abt. 7.



Abb. 66.
Abb. 65 und 66. Ausführung des Hauptauslaßkanals in Brooklyn.[1])

4. Schutzvorrichtungen gegen Beschädigungen des Betons.

Da die Eisenbetonrohre erst seit verhältnismäßig kurzer Zeit und die reinen Betonrohre seit ungefähr 40 Jahren in Deutschland verwendet

[1]) Nach dem Katalog der St. Louis Expanded Metal Fire Proofing Co.

werden, lagen abgeschlossene Urteile über die Verwendungsfähigkeit der Betonrohre nicht vor. Um nun ein solches Urteil zu erhalten, wandte sich der Verein deutscher Portlandzement - Fabrikanten mit einem Fragebogen an diejenigen staatlichen und kommunalen Behörden und Privatbaumeister, die Betonrohre in größerem Umfange bezogen oder selbst ausgeführt hatten, und bat um vorurteilsfreie Beantwortung und Mitteilung der gesammelten Erfahrungen.

Das Ergebnis dieser Umfrage ist in einer Druckschrift zusammengestellt,[1]) deren dritte Auflage 1906 erschienen ist. Aus den mitgeteilten Erfahrungen geht hervor, daß reines Wasser und gewöhnliches Schmutzwasser, das nur aus Hausabwässern und Fäkalien besteht, keinerlei Wirkungen auf den Beton ausübt. Auch die in jedem Kanalwasser vorhandene Kohlensäure, die an sich dem Kalkgehalt des Zementes schädlich sein könnte, hat einen Einfluß nicht ausgeübt. Die auf der Sohle abgelagerte Schmutzschicht und die die übrige Rohrwandung bedeckende Sielhaut scheint einen genügenden Schutz zu bieten. Dagegen ist bei schwefelhaltigen, feuchten Bodenarten Vorsicht geboten. (Vergl. die in der Fußnote erwähnte Druckschrift S. 33.)

Ferner ist festgestellt, daß die Einführung von heißen Wässern, bis etwa 50°, unschädlich ist. Die meisten Behörden setzen aber einen geringeren Wärmegrad von 35 bis 40° fest. Heißeres Wasser muß vorher abgekühlt werden, da sonst durch die ungleichmäßige Erwärmung der Rohrwandungen Spannungen und infolgedessen Risse entstehen können. Denselben Nachteil bringt das Einlassen von Dampf, z. B. beim Abblasen eines Dampfkessels, mit sich. Dies ist deshalb meistens verboten.

Dagegen ist nicht zu bestreiten, daß die aus Beton hergestellten Leitungen durch die bei größerer Geschwindigkeit mitgeführten sandigen oder kieshaltigen Sinkstoffe oder durch stark säurehaltige Abwässer Beschädigungen erleiden. Im ersten Fall tritt durch die stete Bewegung dieser Sinkstoffe ein Abschleifen der Rohrwandungen, also eine Zerstörung auf mechanischem Wege ein, während im zweiten Fall diejenigen Säuren, mit denen der Kalk des Zementes eine lösliche Verbindung eingeht, ein allmähliches Verschwinden des Zementes und damit eine Zerstörung des Betons auf chemischem Wege bewirken (vergl. Abt. 6, S. 520).

Diesen Angriffen sind alle Leitungen, gleichviel aus welchem Material sie bestehen, ausgesetzt. Es widerstehen ihnen am besten die sogen. Steinzeugrohre, die infolge der großen Härte ihrer Glasur den abschleifenden Wirkungen des mitgeführten Gerölles und den Angriffen der Säuren Widerstand zu leisten vermögen.

Um die Leitungen (in der Hauptsache handelt es sich hierbei um Kanäle) gegen das Abschleifen der Wandungen zu schützen, ordnet man zur Zurückhaltung des Gerölles Sand- und Geröllfänge an und gibt den Kanälen nur so viel Gefälle, daß die normale Geschwindigkeit nicht zu groß wird. Größere Höhenunterschiede werden durch Abstürze überwunden.

Von den Säuren wirken Salz-, Salpeter- und Essigsäure, auch Gerb- und Ölsäure auf den Beton schädlich.

Diese Säuren finden sich in den Abwässern der betreffenden chemischen Industrien; auch Metallwarenfabriken, Verzinkereien, Emaillierwerkstätten und andere geben Säuren in die Kanäle ab.

Man betrachtet nun einen Säuregehalt von 1 v. T. in den Abwässern nicht als

[1]) **Zementrohre, ihre Verwendung, Prüfung und Bewertung in der Praxis. Zusammengestellt von Prof. M. Gary, Berlin 1906.**

schädlich und hat infolgedessen durch polizeiliche Vorschriften über Verdünnen oder Neutralisieren der Abwässer einen stärkeren Säuregehalt zu verhüten gesucht.

Außerdem bildet die Schmutzschicht und die Sielhaut der Kanäle einen gewissen Schutz gegen die Angriffe der Säuren.

Da aber die Verdünnung und das Vorhandensein der Sielhaut nicht immer gewährleistet werden kann, ist es besser, die Betonwandungen durch geeignete Mittel zu schützen und gegen die Angriffe der Säuren widerstandsfähig zu machen.

Die hierfür verwendeten Mittel, und zwar Aufbringen eines fetten Putzes oder mehrmaliger Anstrich mit heißem Teer oder Asphalt bieten nicht genügende Sicherheit. Dagegen ist eine Auskleidung der Sohle mit Steinzeugschalen oder -Platten oder eine Ausmauerung mit hartgebrannten Klinkern als sicher zu bezeichnen.

Die Auskleidung geschieht gewöhnlich bis zur Höhe des normalen Wasserstandes, da bei größeren Wassermengen die Säuren eine genügende Verdünnung erleiden.

Steinzeug-Sohlschalen und -Platten zur Auskleidung der Seitenwände (sogenannte Knauffsche Platten) werden von der Deutschen Steinzeugwarenfabrik für Kanalisation und chemische Industrie in Friedrichsfeld in Baden, von den Rheinischen Steinzeugwerken, Cöln a. Rh. und anderen Fabriken geliefert.

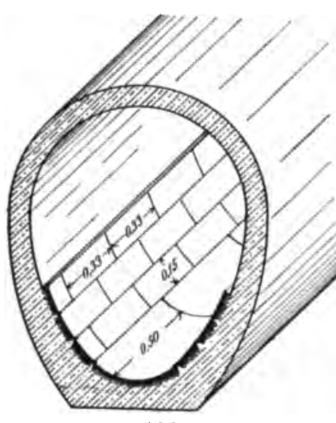


Abb. 67.
Kanalprofil mit Sohlschalen und Knauffschen Platten.

Sohlschalen sind Teilstücke kreisrunder, muffenloser Steinzeugrohre; sie werden für jeden beliebigen Radius und in verschiedenen Sehnenlängen angefertigt. Die innere Fläche ist glatt, während die Außenseite mit aufgerauhten Längsrillen versehen ist. Die Kanten sind abgeschrägt, um ein möglichst dichtes Verlegen zu gestatten. Die Knauffschen Platten dienen zur Auskleidung der Seitenwände und schließen sich an die Sohlschalen an. Die gewöhnliche Breite dieser Platten ist 15 cm, die Länge 33 cm, die Stärke 2 cm. Die Anwendung der Sohlschalen und Knauffschen Platten ist in Abb. 67 dargestellt.

Das Verlegen der Sohlschalen und Seitenplatten kann entweder gleichzeitig mit der Herstellung des Betonkanals vorgenommen werden oder erst nach Fertigstellung des Kanals erfolgen. Am besten ist die Verlegung nach der Fertigstellung des Kanals, da bei dem nachträglichen Verlegen der losen Schalen und Platten sehr leicht etwaige Unebenheiten des Kanals ausgeglichen werden können und der ganze Kanal dadurch eine glatte Sohle erhält. Das Verlegen erfolgt in Zementmörtel oder in Asphaltkitt.

Durch das nachträgliche Verlegen wird allerdings das Profil des Kanals etwas eingeschränkt. Man muß dies deshalb von vornherein bei der Berechnung des Kanal-Querschnitts in Betracht ziehen. Für die Einführung kleinerer Nebenleitungen sind besondere Seitenplatten mit halbkreisförmigen Aussparungen konstruiert worden, oder es werden Seitenplatten verwendet, die zur Erleichterung des Abhauens mit konzentrischen Rillen versehen sind.

Die Auskleidung der Betonkanäle mit Steinzeug-Sohlschalen und Seitenplatten ist in einer großen Reihe von Städten eingeführt. Wie die Friedrichsfelder Fabrik angibt, hat die Stadt Kottbus durch Ausführung von Betonkanälen mit Steinzeugauskleidung gegenüber den ursprünglich geplanten Kanälen aus Klinkermauerwerk eine Summe von 347 000 Mark erspart. Die Abmessungen und Preise der Sohlschalen sind in nach-

stehender Tabelle, welche der Preisliste der Deutschen Steinzeugwarenfabrik für Kanalisation und chemische Industrie Friedrichsfeld in Baden entnommen ist, aufgeführt.

Sohlschalen.

Preise für 1 lfd. m ab Friedrichsfeld.

Profil	Radius in mm	Sehne ca. mm	Preis für 1 lfd. m *M*	Gewicht für 1 lfd. m ca. kg
600/400	100	173	1,—	9
		141	0,75	6
750/500	125	217	1,35	12
		177	1,—	8
900/600	150	240 oder 260	2,—	16
		212	1,50	13
1050/700	175	303	2,50	21
		247	1,85	15,5
1200/800	200	346	3,15	25
		283	2,40	17
1350/900	225	390	4,15	38
		318	3,15	28
1500/1000	250	433	5,30	39
		354	4,—	31
1650/1100	275	476	6,65	52
		389	5,—	40
1800/1200	300	520	8,—	60
		424	6,—	44

Sämtliche Schalen werden in 50 cm langen Stücken angefertigt.

Für Sohlschalen größerer Radien als die vorstehend aufgeführten behält sich die Fabrik besondere Preisstellung vor.

Die Knauffschen Platten haben ein Gewicht von etwa 38 kg für 1 m². Die Preise richten sich nach der Größe der Lieferung und unterliegen besonderer Vereinbarung.

5. Die Berechnung der Rohre und der Einlagen bei Außendruck und bei Innendruck.

Für die Berechnung der rohrförmigen Leitungen ist entweder der äußere Druck oder der innere Druck maßgebend.

Während die Größe des inneren Druckes in den meisten Fällen leicht zu ermitteln ist, hängt die Größe des äußeren Druckes von mehreren Umständen ab, die sich der rechnerischen Festlegung zum Teil entziehen. Für die Größe des äußeren Druckes ist nicht nur die Verkehrslast, sondern auch die Tiefenlage der Leitung und die Art des Bodens von Bedeutung. Ferner ist von Einfluß die Art des Einfüllens der Baugrube (Stampfen) und der Grad der Durchfeuchtung des Bodens, den dieser während des Lagerns außerhalb der Baugrube oder beim Einfüllen erhielt.

Bei Leitungen mit geringer Überschüttung aus nassem, feinem Sande kann der Fall eintreten, daß die Leitung das Gewicht des gesamten über ihr lagernden Materials

aufnehmen muß. Dies stellt den Grenzfall nach der einen Richtung dar, während der Grenzfall nach der anderen Richtung dann eintreten würde, wenn bei größerer Tiefenlage der Leitung und lehmigem, zusammenhängendem Material die Erdmassen ihr ganzes Gewicht an die Wände der Baugrube abgeben würden, so daß für die Leitung fast gar keine Belastung übrig bliebe.

Die meisten Fälle werden zwischen diesen beiden Grenzen liegen; es ist jedoch nicht möglich, einen mathematischen Ausdruck zu finden, der allen Fällen Rechnung trägt.

Man macht deshalb die Annahme,[1]) daß der Boden, der zum Wiedereinfüllen der Baugrube benutzt wird, stark durchfeuchtet sei, und setzt sein Gewicht ziemlich hoch, auf rund 2000 kg für 1 m³ fest. Weiter macht man die Annahme, daß der Bodendruck nur bis zu einer Tiefe von 5 m zunimmt und von dieser Grenze ab gleich groß bleibt. Die Zunahme soll nach einer Fläche erfolgen, die von zwei Parabeln begrenzt wird (vergl. Abb. 68). Der Druck in der Tiefe f auf eine Fläche von der Breite B und der Länge 1 wird also durch die Fläche $abde$ dargestellt.

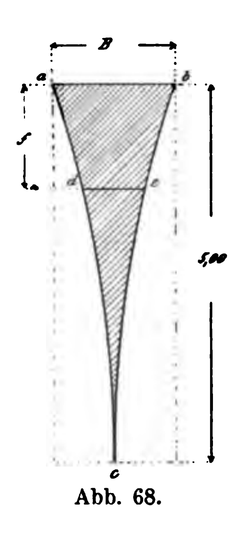


Abb. 68.

Aus der Abbildung läßt sich für $B = 1$ m folgende Tabelle für den Druck, welchen der frisch eingebrachte Füllboden ausübt und welcher mit p_1 bezeichnet werden soll, berechnen

$t =$	1	2	3	4	5	6	7	8	9 m
$p_1 =$	1627	2613	3120	3307	3333	3333	3333	usw.	kg/m².

Zu diesen Drücken kommen noch die Wirkungen der Verkehrslast hinzu, welche mit p_2 bezeichnet werden sollen.

Es ist aber zu bedenken, daß, wenn die betreffende Neubaustrecke dem Verkehr wieder übergeben worden ist, stets eine längere Zeit nach der Fertigstellung der Leitung verstrichen sein wird und daß in dieser Zeit die Erdschichten der Baugrube erheblich an Festigkeit gewonnen haben werden. Wenn man demnach den Druck der Füllmasse und die Verkehrslast einfach zusammenzählen wollte, so würde das Resultat einen zu hohen Wert darstellen. Es dürfte genügen, in die gemeinsame Berechnung nur $^2/_3\, p_1$ als Druck des Füllmaterials einzuführen.

Betreffs der Verkehrslast selbst kann man dieselben Annahmen machen wie bei der Berechnung von p_1; d. h., man kann annehmen, daß der Druck mit dem Quadrat der Tiefe abnimmt und über 5 m Tiefe hinaus keine Wirkung mehr ausübt. Die Größe der Verkehrslast wird einem durchschnittlichen Wert von 5000 kg für 1 m² gleichkommen.

Man erhält demnach

$$p_2 = 5000 \cdot B \frac{(5-t)^2}{5^2} = 200 \cdot B \cdot (5-t)^2.$$

Dies ergibt für

$t =$	1	2	3	4	5	6	7	8	m
$p_2 =$	3200	1800	800	200	—	—	—	—	kg/m².

Der Gesamtwert von $^2/_3\, p_1 + p_2$ berechnet sich wie folgt

	$t =$	1	2	3	4	5	6	7	m
	$^2/_3\, p_1 =$	1085	1742	2080	2205	2222	2222	2222	kg/m²
	$p_2 =$	3200	1800	800	200	—	—	—	„
Summe	$^2/_3\, p_1 + p_2 =$	**4285**	**3542**	2880	2405	2222	2222	2222	kg/m²
während	p_1 beträgt	1627	2613	**3120**	**3307**	**3333**	**3333**	**3333**	„

[1]) Vergl. J. A. Frühling. Handbuch der Ingenieurwissenschaften. III Teil, IV. Band. S. 117 u. f.

Hieraus ist zu erkennen, daß schon von 3 m Tiefe ab der Druck des frischen Füllmaterials bedeutend größer sein kann, als der Druck, der nach der Freigabe durch den Verkehr zu erwarten ist. Man muß deshalb zur Berechnung die fettgedruckten Werte verwenden und bei dem Verfüllen frisch hergestellter Rohrleitungen mit einer gewissen Vorsicht verfahren (vergl. auch die „Leitsätze“, S. 497). Die in vorstehender Berechnung ermittelten Werte gelten natürlich nur für normale Fälle. Bei besonders schlechtem Boden oder bei größeren Verkehrslasten sind die betreffenden Größen zu berichtigen und mit ihren besonderen Werten in die Rechnung einzusetzen.

Die weitere Berechnung der mit einer horizontalen Decke versehenen Leitungen oder derjenigen, die als Gewölbe ausgebildet sind, ist mit Hilfe der bekannten Methoden leicht zu bewirken. Auch die Berechnung der kreisförmigen oder eiförmigen Leitungen wäre leicht auszuführen, wenn man die obere Hälfte derselben als Gewölbe mit festen Widerlagern betrachten könnte. Dies ist jedoch nicht der Fall; denn es wird, abgesehen von einer Hintermauerung oder einer Ausbetonierung der Baugrube, niemals möglich sein, die Hinterfüllung derart fest einzubringen, daß man die Widerlager als fest betrachten kann. Die Hinterfüllung wird stets eine gewisse Nachgiebigkeit behalten, und es werden deshalb elastische Verbiegungen der Rohrwände eintreten, die das Rohrmaterial auf Biegung beanspruchen, während in einem Gewölbe in der Regel nur Druckspannungen auftreten.

Wie bei der Besprechung der Patentrohre der Firma Drenckhahn u. Sudhop, Braunschweig (Möllerrohre), S. 485 und in Abt. 6, S. 517 erläutert ist, treten die durch den äußeren Druck hervorgerufenen größten Biegungsbeanspruchungen im Scheitel, in der Sohle und in den beiden Kämpfern auf. Daß diese Beanspruchungen nahezu gleich hoch sind und daß das Moment an diesen Stellen den Wert

$$M = \pm \frac{p \cdot r^2}{4}$$

besitzt, ist im Handbuch der Ingenieurwissenschaften (vergl. Fußnote auf S. 510) näher ermittelt. Selbstverständlich ist in den Kämpfern außer dem Moment auch noch der Bodendruck von der oberen Hälfte auf die untere zu übertragen (siehe später).

In der Formel $M = \pm \frac{p \cdot r^2}{4}$ bedeutet p den Bodendruck für 1 m² Grundfläche (entweder $^2/_3\, p_1 + p_2$ oder p_1, je nachdem, welches von beiden den größeren Wert besitzt), und r den Radius bis Mitte Rohrwand in Metern.

Das Moment ist positiv oder negativ, je nachdem der Scheitel oder die Sohle oder der rechte oder der linke Kämpfer betrachtet wird. Im Scheitel und in der Sohle treten die Zugspannungen an der Innenseite und in den Kämpfern an der Außenseite des Rohres auf.

Zum Beispiel: Es soll das durch äußeren Druck hervorgerufene Biegungsmoment einer Leitung von 1,20 m lichtem Durchmesser, 10 cm Wandstärke und 2 m Überschüttung ermittelt werden.

Dann ist
$$p = 3542 \text{ kg/m}^2 \quad \text{und} \quad r = \frac{1{,}30}{2} \text{ m}.$$

$$M \text{ demnach } = \frac{3542 \times 0{,}65^2}{4} = \sim 374 \text{ kgm} = 37\,400 \text{ kgcm}.$$

Oder es soll das Biegungsmoment einer Leitung von 1,50 m Durchmesser, 8 cm Wandstärke und 4 m Überschüttung ermittelt werden.

Dann ist
$$p = 3307 \text{ kg/m}^2 \quad \text{und} \quad r = 0{,}79 \text{ m}.$$

$$M = \frac{p \cdot r^2}{4} = \frac{3307 \times 0{,}79^2}{4} = \sim 516 \text{ kgm} = 51\,600 \text{ kgcm}.$$

Aus diesen Momenten sind nun bei gegebenen Wandstärken und Eiseneinlagen die Spannungen im Beton und im Eisen zu berechnen, oder es sind bei vorgeschriebenen Spannungen die Wandstärken und die Abmessungen der Eiseneinlagen zu ermitteln.

Es geschieht dies am besten mit Hilfe der Formeln, die in dem Runderlaß des Königlich preußischen Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 16. April 1904 bezw. 24. Mai 1907 [1]) aufgeführt sind. Der Runderlaß handelt zwar von Eisenbetonkonstruktionen des Hochbaues; die betreffende Berechnungsweise ist jedoch in dem vorliegenden speziellen Fall ohne weiteres anwendbar.

Bei einfacher Eiseneinlage vom Querschnitt f_e auf die Länge l ergibt sich, wenn das Verhältnis der Elastizitätsmaße des Eisens und des Betons mit n bezeichnet wird, der Abstand der Nullinie von der Kante aus der Gleichung der statischen Momente der Flächenelemente für die Nullinie (vergl. Abb. 69):

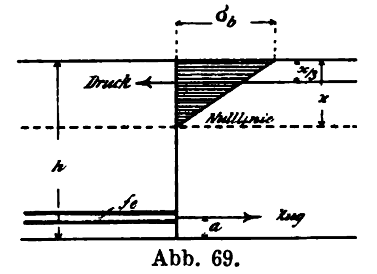


Abb. 69.

$$\frac{l x^2}{2} = n \cdot f_e (h - a - x)$$

$$x = \frac{n \cdot f_e}{l}\left[\sqrt{1 + \frac{2\,l\,(h-a)}{n \cdot f_e}} - 1\right].$$

Aus der Gleichsetzung der Momente der äußeren und inneren Kräfte folgt dann

$$M = \sigma_b \cdot \frac{x}{2} \cdot l\left(h - a - \frac{x}{3}\right) = \sigma_e \cdot f_e \cdot \left(h - a - \frac{x}{3}\right),$$

worin σ_b die größte Betondruckspannung und σ_e die mittlere Eisenzugspannung bedeutet.

Hieraus folgt:

$$\sigma_b = \frac{2\,M}{l \cdot x\left(h - a - \frac{x}{3}\right)} \quad \text{und} \quad \sigma_e = \frac{M}{f_e\left(h - a - \frac{x}{3}\right)}.$$

Man setzt $n = 15$.

Die Druckbeanspruchung des Betons darf den fünften Teil seiner Bruchfestigkeit und die Zug- oder Druckspannung des Eisens den Betrag von 1000 kg/cm² nicht überschreiten. Für Beton sind also 30 bis 40 kg (bei 180 bis 240 kg/cm² Druckfestigkeit) ohne weiteres zulässig.[2])

Diese Beanspruchungen sind aus dem Hochbau entnommen. Da in diesem die Eigengewichte und die Verkehrslast genau zu berechnen sind, dürfte es sich für den Tiefbau empfehlen, etwas geringere Spannungen zu wählen.

Aus diesen Formeln sind die Biegungsbeanspruchungen zu ermitteln.

Zum Beispiel: Bei der vorhin erwähnten Leitung von 1,20 m lichter Weite, 10 cm Wandstärke und 2 m Überschüttung war M zu 37 400 kgcm berechnet.

Die Eiseneinlage f_e werde zu 5 cm² auf 100 cm Länge angenommen; ihr Abstand a betrage 1,5 cm von der Kante.

Es berechnet sich

$$x = \frac{15 \times 5}{100}\left[\sqrt{1 + \frac{2 \times 100\,(10 - 1{,}5)}{15 \times 5}} - 1\right]$$

$$x = \frac{75}{100}\left[\sqrt{1 + \frac{200 \times 8{,}5}{75}} - 1\right] = \frac{75}{100}\left[\sqrt{1 + \frac{1700}{75}} - 1\right]$$

[1]) Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten vom 24. Mai 1907. Amtliche Ausgabe, Berlin 1907 u. Zentralblatt der Bauverwaltung 1907, S. 301.

[2]) Die Beispiele sind nach diesen Beanspruchungen, welche dem alten Erlaß vom 16. April 1904 entnommen sind, durchgerechnet. Nach dem neuen Erlaß vom 24 Mai 1907 soll die Druckbeanspruchung des Betons nicht den fünften, sondern den sechsten Teil seiner Druckfestigkeit und die Spannung im Eisen nicht 1200, sondern nur 1000 kg/cm² betragen.

$$= \frac{75}{100}\left[\sqrt{\frac{1775}{75}} - 1\right] = \frac{75}{100} \times 3{,}9 = 2{,}9 \text{ cm} = x$$

und $\sigma_b = \dfrac{2 \times 37\,400}{100 \times 2{,}9\left(10 - 1{,}5 - \dfrac{2{,}9}{3}\right)} = \dfrac{748}{2{,}9\,(8{,}5 - 0{,}97)} = \dfrac{748}{2{,}9 \times 7{,}53} = 34{,}3 \text{ kg/cm}^2.$

und $\sigma_e = \dfrac{37\,400}{5 \times 7{,}53} = 995 \text{ kg/cm}^2.$

Beide Beanspruchungen liegen innerhalb der zulässigen Grenze.

Bei dem zweiten Beispiel, $M = 51\,600$, sei $f_e = 10 \text{ cm}^2$, $a = 1{,}5$ cm. Es wird dann

$$x = \frac{15 \times 10}{100}\left[\sqrt{1 + \frac{200 \times 6{,}5}{10 \times 15}} - 1\right] = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 51\,600}{100 \times 3{,}15\,(6{,}5 - 1{,}05)} = \frac{103\,200}{315 \times 5{,}45} = \sim 60 \text{ kg cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{51\,600}{10 \times 5{,}45} = \sim 950 \text{ kg cm}^2.$$

Hier ist die Druckbeanspruchung des Betons zu hoch, und das ganze Beispiel wäre unter Verstärkung der Betonwand auf vielleicht 12 cm noch einmal durchzurechnen.

Bei der Ermittlung der Betondruckspannungen ist aber zu bedenken, daß in den Kämpferpunkten auch der von oben wirkende Druck auf die untere Konstruktionshälfte zu übertragen ist, und daß somit in den Kämpferpunkten noch weitere Druckspannungen auftreten, die auf folgende Art zu ermitteln sind.

Auf die Leitung wirkt auf 1 m Länge eine Auflast von $2 \cdot rp$ in kg. Diese verteilt sich auf die beiden Rohrwandungen je zur Hälfte. Bei der im ersten Beispiel angegebenen Leitung entfällt demnach, wenn die äußere Hälfte der Rohrwandstärke vernachlässigt wird, $p \cdot r = 3542 \times 0{,}65 = 2302$ kg auf jede Wand. Da die Wandstärke zu 10 cm angegeben war, ergibt dies einen Druck von $\dfrac{2302}{10 \times 100} = 2{,}3 \text{ kg cm}^2$. Hierbei ist auf die Druckübertragung der Eisenstäbe keine Rücksicht genommen, sondern die Druckübertragung lediglich dem Beton zugemutet. Soll die Druckübertragung der Eisenstäbe mit berücksichtigt werden, so ist folgendermaßen zu verfahren:

Bezeichnet F den Querschnitt der gedrückten Betonfläche und f_e den Querschnitt der zugehörigen Eiseneinlage, so ist $\sigma_b = \dfrac{P}{F + n \cdot f_e}$ und $\sigma_e = n \cdot \sigma_b = \dfrac{n \cdot P}{F + n \cdot f_e}$.

In vorliegendem Beispiel würde also, da P den Wert 2302 kg besitzt,

$$\sigma_b = \frac{2302}{10 \times 100 + 15 \times 5} = \frac{2302}{1075} = \sim 2{,}15 \text{ kg/cm}^2$$

und $\sigma_e = 15 \cdot \sigma_b = \sim 32 \text{ kg/cm}^2$ betragen.

Die Betondruckspannung würde also von 34,3 kg/cm² auf 36,45 kg/cm² steigen, während die Zugspannung der Eiseneinlagen von 995 auf 963 kg/cm² heruntergeht.

Die Veränderung der beiden Spannungen ist verhältnismäßig gering. Es wird deshalb sehr oft auf die Ermittlung dieser Druckspannungen Verzicht geleistet und die Dimensionierung nur nach dem Moment vorgenommen.

Zum Schluß werde noch der Fall durchgerechnet, daß die Wandstärke und die Größe der Eiseneinlagen einer Leitung von 1,80 m lichtem Durchmesser und durchschnittlich 3,5 m Überschüttung ermittelt werden sollen, wenn der Druck im Beton

nicht über 40 kg/cm² (entsprechend 240 kg/cm² Druckfestigkeit) und die Zugspannung im Eisen nicht über 1200 kg/cm² betragen soll.[1])

Wir nehmen die Wandstärke zu 14 cm an und setzen a zu 2 cm fest.

Es ist $r = 0{,}97$ und $p = \frac{3120 + 3307}{2} = 3214,$

$$M = \frac{p r^2}{4} = \frac{3214 \times 0{,}97^2}{4} = 758{,}5 \text{ kgm} = 75\,850 \text{ kgcm}.$$

Es verhält sich nun $\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{n(h-a-x)}{x},$

da $\sigma_e = 1200$ und $\sigma_b = 40$, wird $3x = h - a$ aus $\frac{1200}{40} = \frac{15(h-a-x)}{x}.$

Sodann wird f_e aus folgender Gleichung ermittelt

$$\frac{l x^2}{2} = n \cdot f_e (h-a-x)$$

$$f_e = \frac{l x^2}{2 \cdot n (h-a-x)} = \frac{100 x^2}{30 (h-a-x)}$$

$$h - a = 3x$$

$$f_e = \frac{100 x^2}{30 (3x - x)} = \frac{100 x^2}{60 x} = \frac{5}{3} x.$$

Dieser Wert wird in die Gleichung $\sigma_e = \frac{M}{f_e (h-a-x)}$ eingesetzt.

$$1200 = \frac{75\,850}{\frac{5}{3} x \left(3x - \frac{x}{3}\right)} = \frac{75\,850}{\frac{5}{3} x \left(\frac{8x}{3}\right)} = \frac{75\,850}{\frac{40}{9} x^2}$$

$$x^2 = \frac{75\,850 \times 9}{40 \times 1200} = 14{,}2 \text{ cm}$$

$$x = 3{,}76 \text{ cm}$$

$$h - a = 3x = 3 \times 3{,}76 = 11{,}28 \text{ cm} \qquad h = 11{,}28 + 2 = 13{,}28 \text{ cm}$$

$$f_e = \frac{5}{3} x = \frac{5 \times 3{,}76}{3} = 6{,}27 \text{ cm}^2 \text{ für 1 lfd. m.}$$

Der angenommene Querschnitt von 14 cm Stärke ist also ausreichend; er muß auf 1 lfd. m 6,27 cm² Eiseneinlage erhalten, die in 2 cm Abstand von der auf Zug beanspruchten Innen- bezw. Außenkante anzuordnen ist.

Nun wären noch die Druckspannungen durch die direkte Übertragung des Erdbodendrucks zu berechnen.

Es war $p = 3214$ kg/m². Da $r = 0{,}97$ ist, so entfällt auf jede Wand $0{,}97 \times 3214 = 3118$ kg. Diese würden ohne Berücksichtigung des Eisens einen Druck von $\frac{3118}{14 \times 100} = \sim 2{,}2$ kg/cm² erzeugen. Da aber die Wandstärke größer ist, als die Rechnung ergibt, so kann eine nochmalige Berechnung unterbleiben, zumal da die Ermittlung des Bodendrucks auf verhältnismäßig unsicheren Grundlagen beruht.

Die **Berechnung der Spannungen**, die durch **inneren Druck** hervorgerufen werden, ist viel einfacher zu bewirken.

Nach einer bekannten statischen Regel ist die in den Rohrwandungen auf 1 m Länge auftretende, in tangentialer Richtung wirkende **Zugkraft** $Z = 100 \cdot r \cdot h$, wobei

[1]) Nach dem neuen Erlaß vom 24. Mai 1907 sind nur 1000 kg cm² zulässig. Vergl. Fußnote auf Seite 512.

r in cm und h in Atmosphären einzusetzen ist. Z wird in kg erhalten. Diese Kraft ist dann durch die Eiseneinlagen aufzunehmen.

Bei allen Rohren ist die Spannung in der Sohle größer als im Scheitel, da der Wasserdruck an der Sohle um die lichte Weite des Rohres größer ist als im Scheitel. Die lichte Weite des Rohres ist hierbei in Metern anzugeben und durch 10 zu dividieren, da 1 m $= \frac{1}{10}$ Atmosphäre ist.

Beispiel: Eine Rohrleitung von 40 cm lichter Weite und 8 m Wasserdruck über dem Scheitel.

Die Spannung in der Sohle berechnet sich zu

$$100 \times 20 \times \left(0{,}8 + \frac{0{,}4}{10}\right) = 100 \times 20 \times 0{,}84 = 1680 \text{ kg}.$$

Dies ergiebt bei 1000 kg/cm² Spannung in dem Eisen 1,68 cm² Eisenfläche auf 1 lfd. m Rohr.

Die nach dem äußeren Druck berechnete Eisenfläche ist um die nach dem inneren Druck berechnete Eisenfläche zu vermehren, da das Eisen in beiden Fällen auf Zug beansprucht wird.

In den vorstehenden Berechnungen sind bis jetzt nur die Spannungen der ringförmigen Eiseneinlagen berechnet, da diese die Hauptkräfte aufzunehmen haben.

Die Berechnung der Längseisen ist viel einfacher zu bewirken, da den Längseisen lediglich die Aufgabe zufällt, die angreifenden Kräfte auf die ringförmigen Eiseneinlagen zu übertragen. Die Berechnung der Längseisen erfolgt deshalb genau wie bei einem Träger auf zwei oder mehreren Stützen.

Die Art der Beanspruchung macht es auch erklärlich, daß die Längseisen bei Außendruck außerhalb der Ringeisen und bei Innendruck innerhalb der Ringeisen angeordnet werden.

6. Prüfung der Rohre auf Tragfähigkeit, Abnutzbarkeit, Wasserdichtigkeit und Prüfungsergebnisse.[1]

In der Prüfung der Rohre war eine Einheitlichkeit der Versuchsverfahren bis jetzt noch nicht zu erreichen. — Über die Verschiedenheit der Prüfung an verschiedenen Plätzen berichtete Gary im Auftrage des Internationalen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik als Obmann des Ausschusses für Rohrprüfung auf dem Kongreß zu Stockholm im Jahre 1898.[2])

In der Zwischenzeit sind wesentliche Veränderungen nicht eingetreten; nur das Königliche Materialprüfungsamt zu Groß-Lichterfelde hat das Prüfungsverfahren einheitlich ausgebildet und so gestaltet, daß zuverlässige und vergleichbare Ergebnisse erzielt werden.

Nach diesem Verfahren ist bereits eine große Anzahl von Prüfungen ausgeführt worden.[3])

Die Prüfung der Rohre und des Rohrmaterials erstreckt sich auf die Feststellung nachstehender Eigenschaften:

I. Prüfung der Rohre: a) Gewicht, Form, Abmessung, b) Widerstandsfähigkeit gegen Druck von außen, c) Widerstandsfähigkeit gegen Druck von innen.

---

[1]) Vergl. Beton u. Eisen 1906, S. 68, woher auch die Abb. 70 bis 76 entnommen sind.

[2]) Veröffentlicht: Baumaterialienkunde 1898, S. 130.

[3]) Burchartz u. Stock, Die Prüfung von Ton- und Zementrohren. Mitteilungen aus dem Königlichen Materialprüfungsamt 1905, Heft 5, S. 209.

II. Prüfung des Rohrmaterials: d) Bruchflächenbeschaffenheit (Gefüge, Bruch, Farbe), e) Raumgewicht, spezifisches Gewicht, Dichtigkeitsgrad, Undichtigkeitsgrad, f) Wasseraufnahme, g) Wasserdichtigkeit, h) Säurebeständigkeit (Glasurbeständigkeit), Verhalten gegen schwache Säuren und Laugen, i) Abnutzbarkeit (auf der Schleifscheibe und über dem Sandstrahlgebläse), k) Frostbeständigkeit.

Ferner l) die Prüfung auf Druck- und Biegefestigkeit, wenn die Festigkeit des Rohrmaterials festgestellt werden soll, und m) die Bestimmung der mechanischen Zusammensetzung (Mischungsverhältnis von Bindemittel und Zuschlagsstoff), wenn geprüft werden soll, ob bei der Herstellung der Rohre das etwa vorgeschriebene Mischungsverhältnis der Einzelbestandteile eingehalten worden ist.

Betreffs der Ausführung der Prüfungen ist zu bemerken, daß das Königliche Materialprüfungsamt die zur Feststellung der Widerstandsfähigkeit gegen äußeren Druck früher gebräuchliche Art, die Rohre zum Teil in Sand einzubetten und im Scheitel zu belasten, nicht mehr anwendet.

Auch die seither zur Prüfung auf inneren Druck angewandte Methode, die beiden Rohrenden durch fest angepreßte Verschlußdeckel abzudichten und in das Rohr Druckwasser einzuführen, ist abgeändert worden. Das Königliche Materialprüfungsamt ging

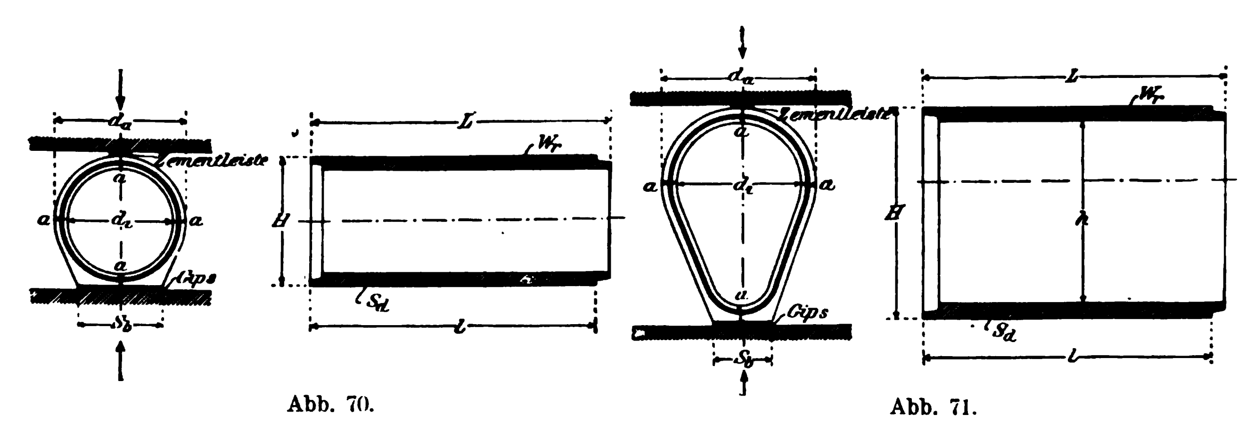


Abb. 70. Abb. 71.

dabei mit Recht von der Erwägung aus, daß es vollständig unmöglich ist, die tatsächlich vorhandenen Beanspruchungen eines in der Erde verlegten Rohrstücks bei der Vornahme der Prüfung nachzuahmen, daß aber die Einbettung in Sand die Ursache zu verschiedenartigen Versuchsergebnissen sein kann und deshalb besser unterbleibt. Auch der bei der Wasserdruckprobe ausgeübte starke Druck auf die Verschlußdeckel ruft in den Rohrwandungen Beanspruchungen hervor, die auf die Wasserdurchlässigkeit der Rohrwandung von Einfluß sind und deshalb besser ausgeschaltet werden.

Die Prüfung der Zementrohre geschieht nach dem neuen Verfahren folgendermaßen:

Die Zementrohre werden an dem Scheitel mit einem 5 cm breiten Steg aus Zementmörtel 1 : 1 versehen, der genau eben ist, damit bei der Prüfung der Druck gleichmäßig über die ganze Länge des Rohrscheitels verteilt wird. Bei geringeren Drücken kann statt des Zementmörtels auch Gips verwendet werden. Nach genügender Erhärtung des Stegmörtels werden die Rohre auf einer ebenen gußeisernen Platte verlegt, nötigenfalls, d. h., wenn die Unterseite der Rohrsohle nicht genügend eben ist, in einem Bett aus Gipsmörtel. Solcher Art vorbereitete Rohre sind in Abb. 70 und 71 dargestellt.

Die Rohre haben in dem Augenblick der Prüfung gleichen Zustand (lufttrocken), um den Einfluß der Feuchtigkeit auf das Ergebnis des Versuches auszuschließen.

Beim Versuch wird die Belastung bis zum Bruch gesteigert; während desselben wird etwaige Rißbildung beobachtet.

Die Zerstörung der Zementrohre erfolgt meist mehr oder weniger gleichmäßig in der Weise, daß die Rohre an den Stellen *a* der Abb. 70 und 71, also an den Punkten, in denen die größte Zugspannung herrscht, der Länge nach in vier Teile spalten. Der Bruch verläuft manchmal auch unregelmäßig, jedoch nur dann, wenn das Rohrmaterial ungewöhnlich verschiedenartig im Gefüge ist, oder wenn der Druck auf Rohr und Muffen nicht völlig gleich verteilt gewesen ist. Das Ergebnis des Druckversuchs wird in kg als Gesamtbruchlast angegeben.

Zur Ausführung der Scheiteldruckversuche dient eine nach Angabe von Martens durch die Firma A. Borsig, Tegel, gebaute Rohrpresse mit 20 t Kraftleistung, die die Rohre bis zu den größten normalen Abmessungen zu prüfen gestattet. Die in Abb. 72 dargestellte Maschine besteht im wesentlichen aus dem mit der Fußplatte fest verbundenen Gestänge, das in seinem oberen Teil das verschiebbare Querhaupt mit der hydraulischen Presse trägt. An dem Preßkolben ist die Traverse, die den Druck über die ganze Länge der Probe gleichmäßig verteilt, mittels Kugellagerung aufgehängt.

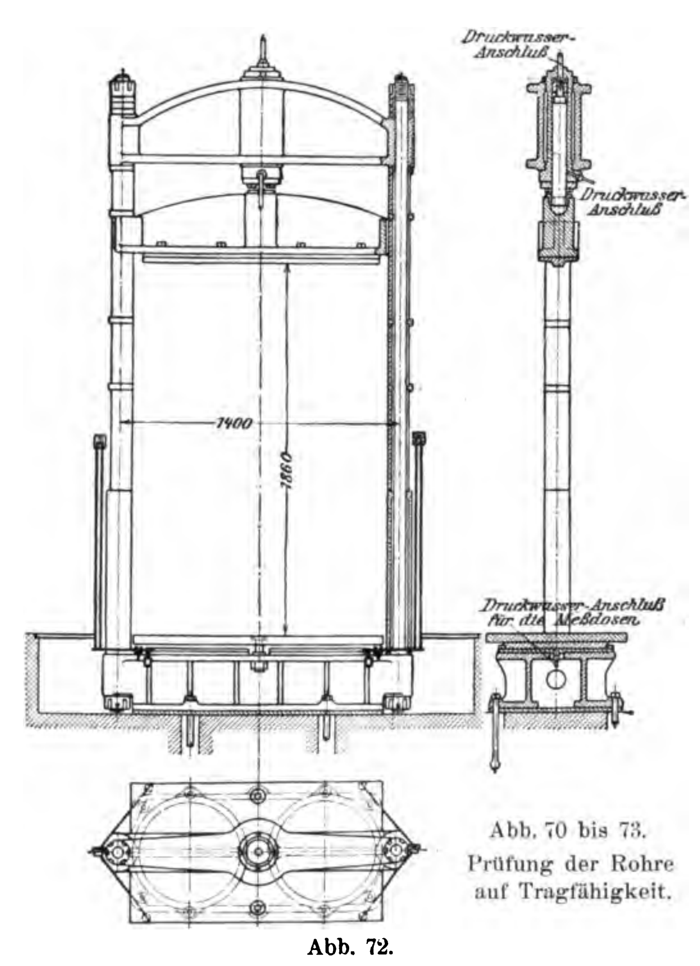


Abb. 72.

Abb. 70 bis 73. Prüfung der Rohre auf Tragfähigkeit.

Das Querhaupt kann durch passende Zwischenstücke auf richtige Höhenlage eingestellt werden. Die Presse ist an das Rohrnetz der 200 Atmosphären-Druckleitung angeschlossen. Ihre Bedienung erfolgt von dem neben der Maschine aufgestellten Steuertisch aus.

Der in der hydraulischen Presse erzeugte Druck wird durch das zu prüfende Rohr auf die Fußplatte übertragen, die auf zwei hydraulischen Meßdosen gelagert ist. Der in den Dosen erzeugte Druck wird am Manometer abgelesen und von Schreibmanometern aufgezeichnet. Beide sind auf dem Steuertisch angebracht. Die Manometer sind mit Schleppzeigern versehen; die Bewegungen der Meßdosendeckel werden durch Zeiger kenntlich gemacht. Abb. 73 zeigt die beschriebene Presse mit einem zum Versuche eingebauten Zementrohr.

Formänderungsmessungen, für die im übrigen nur Zementrohre in Frage kämen, werden während des Versuchs im allgemeinen nicht angestellt; sie können indessen

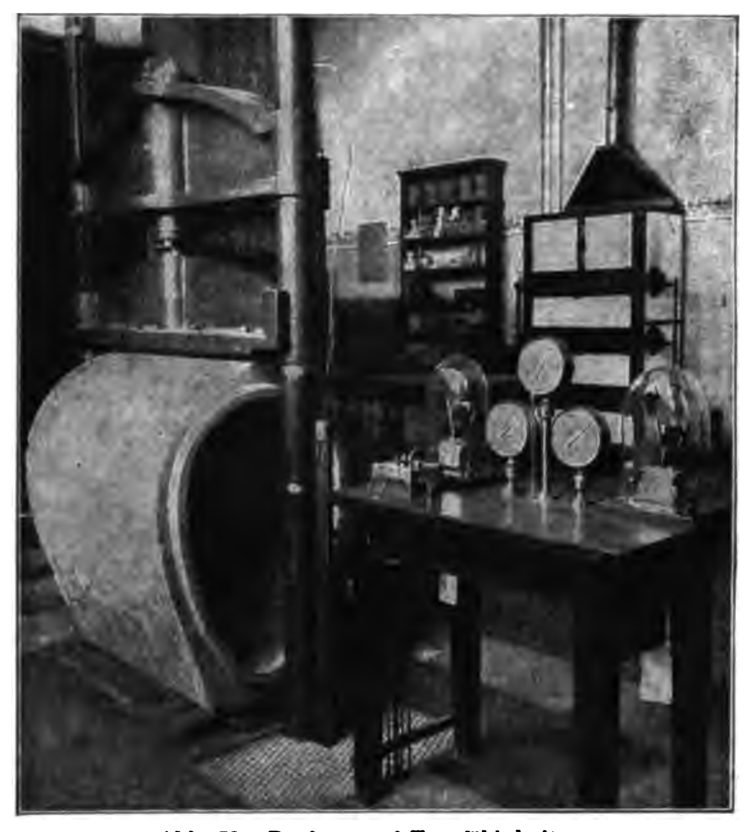


Abb. 73. Prüfung auf Tragfähigkeit.

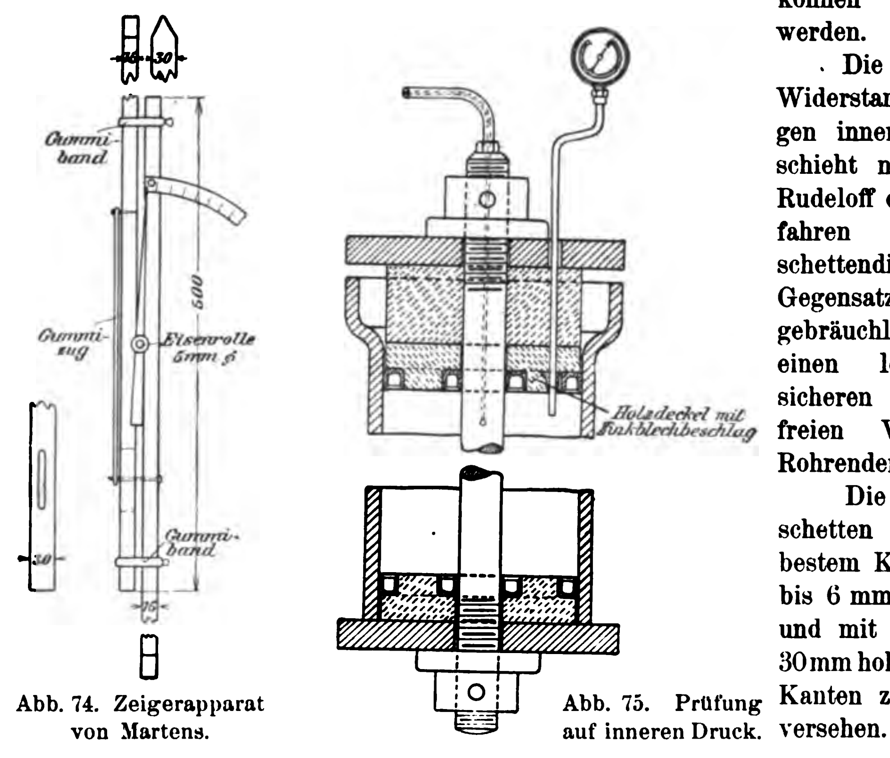


Abb. 74. Zeigerapparat von Martens.

Abb. 75. Prüfung auf inneren Druck.

leicht mit dem Zeigerapparat von Martens (Abb. 74), der in einfachster Weise aus zwei gehobelten Latten, sowie aus Drahtstiften, Gummischläuchen, einer Rolle mit Zeiger und Papierskala zusammengesetzt ist, vorgenommen werden. Der Apparat wird mit den angeschärften Lattenenden in das zu prüfende Rohr eingestellt, und zwar werden immer zwei Stücke verwendet, die um 90° gegeneinander versetzt sind. Das Übersetzungsverhältnis kann man entsprechend dem Größenverhältnis von Rolle zur Länge des Zeigers beliebig wählen: Ablesungen bis zur Größenordnung $^1/_{1000}$ cm können leicht erzielt werden.

Die Prüfung auf Widerstandsfähigkeit gegen inneren Druck geschieht nach einem von Rudeloff ersonnenen Verfahren mittels Manschettendichtung, die im Gegensatz zu dem früher gebräuchlichen Verfahren einen leichten, aber sicheren und einwandfreien Verschluß der Rohrenden gewährleistet.

Die Ledermanschetten werden aus bestem Kernleder von 5 bis 6 mm Dicke gefertigt und mit einem ungefähr 30 mm hohen Rand, dessen Kanten zugeschärft sind, versehen. Beim Ein-

setzen in die Rohrenden werden sie mit lose passenden Holzzylindern hinterlegt, um ein Durchdrücken zu verhüten. Das so hergerichtete Versuchsrohr wird dann stehend in das aus zwei Zugstangen und zwei Querhäuptern bestehende Rahmenwerk eingebaut, das den auf die Manschetten wirkenden Flächendruck aufnimmt. Das Rahmenwerk wird durch die Muttern nur so weit verspannt, daß das Rohr keinen Längsdruck erhält, sondern lediglich radial wirkendem Innendruck unterworfen wird.

Zur Einführung des Druckleitungs- und Manometerrohres muß die obere Manschette mit dem Holzzylinder an zwei Stellen durchbohrt werden. Die Abdichtung der Manschette erfolgt an diesen Stellen durch besonders aufgenähte kleine Stulpen. Der Innenraum der Manschette wird gegen Durchdringen von Wasser mit Tischlerleim ausgegossen, dem zur Erhöhung seines Widerstandes gegen Zerfall im Wasser chromsaures Kali zugesetzt wird. Starke Unebenheiten an den Dichtungsstellen der Rohre werden vorher zweckmäßig mittels Wachs-Kolophoniumkitt ausgeglichen. Das Preßwasser kann entweder mittels Handpumpe erzeugt werden, oder es wird unmittelbar der Hochdruckleitung entnommen.

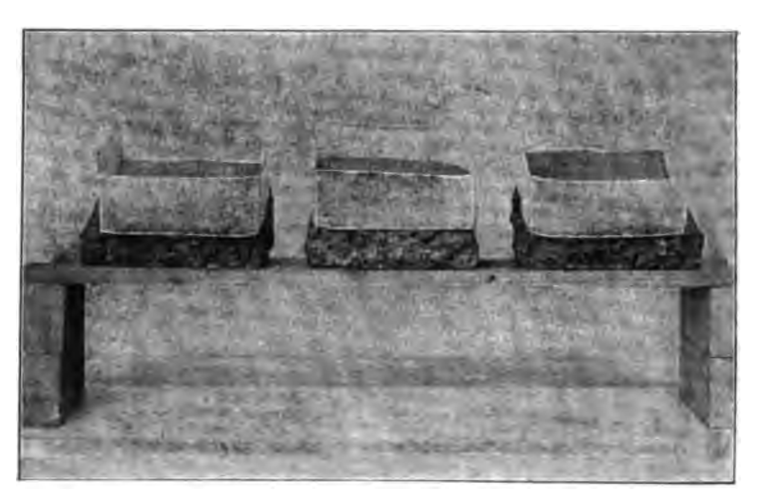


Abb. 76. Prüfung auf Wasserdichtigkeit.

Die Anordnung hat sich bei der großen Anzahl der ausgeführten Versuche vorzüglich bewährt.

In der beschriebenen Weise werden Rohre bis zu 600 mm lichtem Durchmesser geprüft; für Rohre mit größerem Durchmesser wird die Herstellung der Manschetten schwierig, und auch die Anschaffungskosten werden erheblich, so daß die Prüfung von Rohren mit Durchmessern über 600 mm etwas abweichend von vorbeschriebener Versuchsart über einem Dorn nach der in der Abb. 75 dargestellten Anordnung (Rudeloff) geschieht.

Zum Abschluß der Rohrenden dienen Holzböden, die mit Zinkblech bekleidet sind. Sie passen einmal auf den Dorn, das andere Mal in das zu prüfende Rohr. Die Abdichtung gegen die Rohrwandung und den Dorn geschieht mittels U-förmiger Manschetten, die aus einem Stück Gummischlauch bestehen, der der Länge nach aufgeschnitten ist.

Das Anpressen der U-förmigen Manschetten wird durch Ausfüllen mit Leimlösung erleichert. Zur Erhöhung der Elastizität der Manschetten ist es geboten, beim Ausgießen die Ränder in gewisser Entfernung, etwa durch dazwischengestellte Stäbchen, bis zum Erstarren der Masse auseinander zu biegen. Das Druckwasser wird durch den angebohrten Dorn in das Rohrinnere geleitet und der Innendruck an dem am Holzboden angebrachten Manometer abgelesen. Die Holzböden werden durch Muttern mit vorgelegten Druckplatten gegen Heraustreiben gesichert. Auch hierbei erfolgt das Zusammenschrauben der Böden nur wieder so weit, daß das Rohr keinen Längsdruck erhält. Nach vorbeschriebenem Verfahren werden Rohre bis zu 1 m Durchmesser

geprüft. Der zum Zersprengen der Rohre erforderliche Druck wird in Atmosphären angegeben.

Die Prüfung der Zementrohre auf Wasserdichtigkeit findet nicht am ganzen Rohr, sondern an Bruchstücken statt. Wie in Abb. 76 angegeben ist, werden die seitlichen Bruchflächen mit Wachs abgedichtet und die Stücke mit einem ungefähr 7 cm hohen Rand aus starkem, wasserdicht gemachtem Papier versehen. In diesen Hohlraum wird 5 cm hoch Wasser gegossen und die Unterseite der Probestücke daraufhin beobachtet, ob das Wasser durchsickert. Die normale Beobachtung dauert 3 Tage, wenn nicht eine längere Dauer gewünscht wird. Die geprüften Zementrohre wurden sämtlich als „wasserundurchlässig" befunden.

Auch die Prüfung auf Säurebeständigkeit und Abnutzbarkeit findet nicht am ganzen Rohr, sondern an Bruchstücken und zerkleinertem Material statt. Bei der Prüfung auf Säurebeständigkeit werden die Bruchstücke und das zerkleinerte Material der unmittelbaren Einwirkung der betreffenden Säure in konzentrierter oder verdünnter Form ausgesetzt. Daß Zementrohre als säurebeständig nicht angesehen werden können, ist bekannt. Man hat auch bei den betreffenden Versuchen gefunden, daß $^1/_2$prozentige Essigsäure und noch mehr $^1/_2$prozentige Salzsäure das Bindemittel ziemlich stark angriffen. Es ist deshalb nötig, die für die Ableitung von säurehaltigen Wässern bestimmten Betonrohre entsprechend zu schützen. Vergl. Abt. 4, S. 508. Gegen Laugen ist Beton unempfindlich.

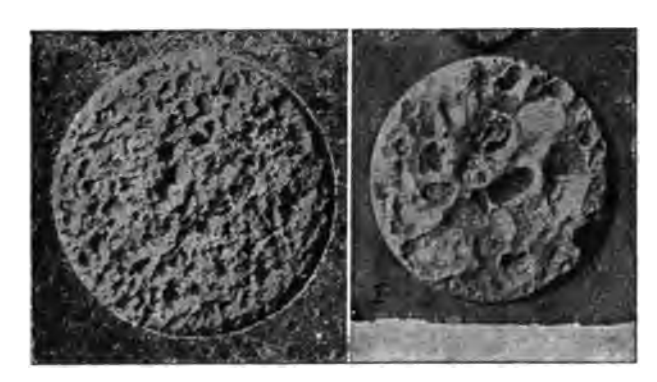


Abb. 77. Abb. 78.
Durch den Sandstrahl beanspruchte Proben von Betonplatten.

Die Prüfung auf Abnutzbarkeit wird entweder nach dem Bauschingerschen Schleifverfahren vorgenommen, oder es werden die Bruchstücke auf eine runde Fläche von 6 cm Durchmesser zwei Minuten lang der Wirkung eines Sandstrahlgebläses von 3 Atmosphären Dampfdruck ausgesetzt. Dieses Verfahren ist von Gary in Vorschlag gebracht worden.[1])

Es hat den Vorzug, nicht nur die Widerstandsfähigkeit des Materials gegen Abnutzung, sondern auch andere Eigenschaften desselben deutlich zur Erscheinung zu bringen, wie zum Beispiel: Schichtung, Einschlüsse, Nester und Hohlräume, das Korn des Zuschlagmaterials, Hervortreten harter und Zurücktreten weicher Stellen usw. Durch den Sandstrahl beanspruchte Proben sind in Abb. 77 und 78 dargestellt.

Prüfungsergebnisse in Bezug auf Tragfähigkeit und Wasserdichtigkeit.

Versuche über die Tragfähigkeit von Zisseler-Rohren sind von der Portlandzementfabrik Stern in Stettin vorgenommen worden und zwar derart, daß die Rohre ungefähr ein Viertel in Sand eingebettet wurden und die Last auf einen schmalen Streifen des Scheitels drückte. Die Belastung betrug für kreisförmige Rohre:[2])

---

[1]) Vergl. Beton-Kalender 1907, S. 188.

[2]) Handbuch der Ingenieurwissenschaften, III. Teil. IV. Band, S. 135.

Lichtweite mm	Wandstärke mm	Alter in Tagen	Erster Riß kg	Vollständiger Bruch kg
400	26	87	1328	2117
500	30	144	2095	2965
600	32	144	2173	2746

Andere Proben[2]) wurden noch in der Weise vorgenommen, daß nach erfolgter vollständiger Einbettung in Sand etwas über dem Rohrscheitel ein kräftiger Holzkasten aufgestellt wurde, den man in verschiedenen Höhen (20 cm bis Rohrdurchmesser) mit Sand füllte; auf dem Sand ruhte dann ein die Last übertragender Holzdeckel. Diese Beanspruchung nähert sich derjenigen in der Baugrube, gibt aber zur vergleichenden Beurteilung kein ganz klares Bild. Beispielsweise wurde gefunden:

Lichtweite mm	Wandstärke mm	Alter in Tagen	Sandhöhe im Kasten mm	Erster Riß kg/m²	Vollständiger Bruch kg/m²
500	30	43	500	10 560	18 400
500	30	230	200	8 180	16 280
600	32	124	600	10 740	18 400
600	32	63	200	4 540	13 570

Über die **Tragfähigkeit** der Patentrohre (Möller-Rohre) der Firma Drenckhahn u. Sudhop in Braunschweig ist bereits in Abt. 2 gesagt, daß ein Rohr von 0,70 m lichter Weit , 1 m Baulänge, 103 mm Wandstärke an den verstärkten Stellen und 6 cm² Eiseneinlage auf 1 lfd. m eine im Scheitel konzentrierte Last von 12 000 kg trug, bis starke Risse eintraten. Nach Einbettung in den Boden konnten bei 50 cm Überschüttung 15 000 kg aufgebracht werden, bis ein feiner, innerer Scheitelriß sichtbar wurde; ein Zusammenbruch wäre voraussichtlich erst bei mehr als 30 000 kg erfolgt.

Über die Tragfähigkeit von großen Eisenbetonkanälen ist in Abt. 7 berichtet.

Der Hauptkanal von Cleveland, welcher einen lichten Durchmesser von 4,12 m besitzt und in Abb. 87 dargestellt ist, trug bei einer Baulänge von 60 cm eine Belastung von 26 000 kg. Dies ergibt eine Last von 43 300 kg für 1 lfd. m Kanal.

Von dem in Abb. 94 und 95 auf S. 532 dargestellten Zuggrabenkanal in Königsberg wurden 1,50 m lange Stücke einer Probebelastung unterworfen. Die Wandstärke des Probestücks betrug 10 cm; es war mit den dort verwandten doppelten Eisengeflechten, einem äußeren und einem inneren, ausgestattet. Die Längseisen waren 6,5 mm und die Ringeisen 8 mm stark; die Maschenweite betrug 80 mm.

Nach einem Bericht des Regierungsbaumeisters Becker, welcher in dem Katalog der Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau, Berlin, deren Vorgängerin, die Firma G. A. Wayss u. Co., die Rohre anfertigte, enthalten ist, wurde die Belastung in folgender Weise vorgenommen.

Nach Aushebung einer größeren Grube wurde diese 1 m hoch mit möglichst schlechtem Boden, losem Torf, ausgefüllt, darauf ein Sohlstück von Beton (1 : 4 : 8) von 2,25 m Breite und 0,25 m geringster Stärke verlegt und auf dieses das Kanalstück aufgebracht. Das Belastungsmaterial bestand aus Säcken mit Sand und darüber aus Eisenbahnschienen. Die Belastung wurde an dem am 19. November 1887 hergestellten Probestück in der Zeit vom 16. bis 20. April 1888 vorgenommen.

Bei 9600 kg Auflast für 1 m² trat ein Riß in der Mitte des Sohlstücks ein; das Monierrohr war frei von Rissen und zeigte eine Formänderung des wagerechten und senkrechten Durchmessers um je 6 mm in verschiedenem Sinne. Die ganze Last hatte sich um 55 mm gesenkt. Bei rund 12 900 kg Auflast für 1 m² traten die ersten von innen nach außen verlaufenden Haarrisse genau im Scheitel und in der Sohle ein; die Umformung des Querschnitts betrug + 14 bezw. — 14 mm, die Senkung der ganzen Last 75 mm. Nach weiterer Belastung zeigten sich Haarrisse an der Außenwandung in Höhe des Kreismittelpunktes.

Bei der größten Auflast von 21 200 kg für 1 m² erreichte die Abweichung der Durchmesser von der ursprünglichen Länge das Maß von 60 mm; die Last hatte sich um 250 mm gesenkt. Nach Entfernung der Last verblieb eine Formänderung in den Achsen von 50 bezw. 46 mm; sämtliche Risse reichten von innen oder außen nur bis zur Mittellinie des Kanalmantels.

Einen Beweis für die große Widerstandsfähigkeit, die die Eisenbetonrohre auch gegen inneren Druck (Wasserdruck) besitzen, bringt das nachfolgende, aus dem Juni 1906 stammende Prüfungszeugnis.

Prüfungszeugnis.

Von Herrn W. Dorn, Zementwarenfabrikant in Kempten, Algäu, wurde dem mechanisch-technischen Laboratorium der Kgl. Technischen Hochschule am 12. Juni d. J. ein Zementrohr mit Eiseneinlage von 250 mm lichter Weite, 1000 mm Gebrauchslänge und 25 mm Wandstärke übersendet, um dasselbe auf seine Widerstandsfähigkeit gegen inneren Druck, Flüssigkeitsdruck, zu prüfen. Für die dem Antrag gemäß durchgeführte Prüfung wurde das Rohr an beiden Enden mittels zweier je etwa 3 cm dicker, genügend großer, ebener, gußeiserner Platten, die mit Gummi- und Pappdeckelscheiben unterlegt und durch eine starke, in der Mitte durch das Rohr geführte Schraube an die Stirnränder des Probestücks angepreßt waren, abgedichtet. Die eine dieser Platten war an zwei Stellen durchbohrt, zur Aufnahme des zur Druckpumpe gehenden Rohres und des den Innendruck anzeigenden Manometers. Für die Beobachtung der durch den Innendruck hervorgebrachten Änderung der Weite des Rohres hatte man vier Rollenapparate in geeigneter Weise aufgestellt, welche durch Friktionsstäbchen mit dem Probestück in Verbindung standen und die Vergrößerung zweier zueinander senkrechten Durchmesser in der Mitte des Rohres mit einer Genauigkeit von $^1/_{100}$ mm anzeigten.

Versuchsergebnisse: Unter einem Flüssigkeitsdruck von 1 Atm., entsprechend dem Druck einer Wassersäule von 10 m Höhe, vergrößerte sich der Rohrdurchmesser in horizontaler Richtung um 0,006 mm und in vertikaler Richtung um 0,002 mm. Unter einem Flüssigkeitsdruck von 2 Atm., entsprechend dem Druck einer Wassersäule von 20 m Höhe, vergrößerte sich der Rohrdurchmesser in horizontaler Richtung um 0,008 mm und um dasselbe Maß in vertikaler Richtung. Hierauf wurde der Flüssigkeitsdruck auf 3 Atm., entsprechend dem Druck einer Wassersäule von 30 m Höhe, gesteigert und kurze Zeit vom Rohr ausgehalten. Dabei betrug die Vergrößerung des Rohrdurchmessers bei einer ersten Ablesung in horizontaler Richtung 0,028 mm und in vertikaler Richtung 0,022 mm. Alsbald nach dieser Ablesung, die etwa 1 Minute Zeit erfordert hatte, traten unter dem gleichen Druck von 3 Atm. Risse in der Wandung des Rohres auf. Die Risse liefen parallel zur Längsachse des Rohres und waren gleichzeitig an mehreren Stellen der Rohrwand entstanden. Sie hatten ein starkes Austreten des Wassers unter Zurückgehen des Druckes zur Folge, worauf der Versuch abgeschlossen wurde. Ein Ausbrechen von Scherben hatte nicht stattgefunden.

Schließlich wurde noch die Rohrwandung auf ein größeres Stück mit dem Spitzhammer durchgeschlagen, um die Eiseneinlage freizulegen. Dieselbe bestand aus einem einfachen, in der Mitte der Rohrwandung liegenden Geflecht von etwa 20 mm Maschenweite, von 2 mm und $1^1/_2$ mm starkem Eisendraht, der ganzen Ausdehnung des Rohres nach durch die Wandung gehend.

München, 21. Juni 1906.

Mechanisch-technisches Laboratorium der Kgl. Technischen Hochschule
(gez.) Föppl.

Das Ergebnis dieses Versuchs ist gut, aber der geringen Wandstärke und der schwachen Eiseneinlage entsprechend nicht besonders hoch. Sucht man die Spannungen dieses Rohres bei 10 bezw. 20 bezw. 30 m Wasserdruck rechnerisch zu bestimmen, so kommt man zu folgendem Resultat.

Bei 10 m Wasserdruck beträgt die Zugkraft Z für 1 lfd. m Rohrwand $= 100 \cdot r_{cm} \cdot h_{at}$ $= 100 \cdot 12{,}5 \cdot 1 = 1250$ kg; bei 20 m ist $Z = 2500$ kg und bei 30 m $= 3750$ kg. Da die 2 mm starken Drähte laut Auskunft der Firma ringförmig angeordnet waren und die Maschenweite zu 20 mm angegeben ist, so beträgt die Eiseneinlage für 1 lfd. m Rohr $\frac{50 \cdot 2 \cdot 2 \cdot \pi}{4} = 157\ \text{mm}^2 = 1{,}57\ \text{cm}^2$. Hieraus lassen sich folgende Spannungen ermitteln:

$$\text{bei 10 m Wasserdruck } \frac{1250}{1{,}57} = 796\ \text{kg/cm}^2$$

$$\text{bei 20 m Wasserdruck } \frac{2500}{1{,}57} = 1592\ \text{kg/cm}^2 \text{ und}$$

$$\text{bei 30 m Wasserdruck } \frac{3750}{1{,}57} = 2388\ \text{kg/cm}^2.$$

Wie man sieht, ist bei 10 m Druck die Spannung des Eisens noch unter der zulässigen Grenze. Bei 20 m ist diese Grenze überschritten, aber das Eisen hält noch aus, da es noch unter der Elastizitätsgrenze beansprucht ist. Bei 30 m ist die Elastizitätsgrenze überschritten, das Eisen dehnt sich zu stark aus, es treten Risse im Beton auf, aber die ganze Konstruktion hält noch zusammen, da die Bruchgrenze des Eisens noch nicht erreicht war.

Einen wesentlich höheren Wasserdruck hielten die in Abt. 2 beschriebenen Rohre der Swansea-Wasserleitung aus.

7. Beschreibung ausgeführter Anlagen. Leitungsgänge, Kanäle, Wasserleitungen, Durchlässe, Düker.

Der in Abb. 79 bis 82 dargestellte Leitungsgang des Hof-Fernheizwerks im Großherzogl. Hofbezirk in Karlsruhe besitzt einen normalen Querschnitt von 1,60 m lichter Breite und 2,15 m lichter Höhe. Die Breite nimmt aber an manchen Stellen bis 3 m zu (vergl. Abb. 82). Der Leitungsgang ist in regelmäßigen Abständen mit Entlüftungsschächten (Abb. 79) versehen. Die Seitenwände des Leitungsganges sind aus 60 cm starkem Mauerwerk hergestellt, und nur die Decke ist aus Eisenbeton konstruiert. Ihre Stärke ist nach den verschiedenen Belastungen verschieden. Abb. 80 zeigt die Decke derjenigen Strecken, die keiner Verkehrslast unterworfen sind. Die Überschüttung beträgt 50 cm, die Deckenstärke 8 cm, die Eiseneinlagen sind 10 mm stark und mit 120 mm Abstand verlegt.

Abb. 81 zeigt die für 1375 kg/m² Verkehrslast berechnete Decke. Die Stärke ist auf 14 cm bemessen, die Eiseneinlagen sind 12 mm stark und mit 120 mm Abstand

verlegt. Auch der in Abb. 82 dargestellte Teil der Decke ist für 1375 kg/m² Verkehrslast berechnet. Der Gang wurde von der Firma Dyckerhoff u. Widmann, Karlsruhe, ausgeführt.

Ein Leitungsgang von großen Abmessungen ist in Abb. 83 dargestellt.[1]) In diesem sind die Druckrohre, welche die Abwässer der Pariser Kanalisation nach den Rieselfeldern bei Achères, Méry-Pierrelaye und Carrières

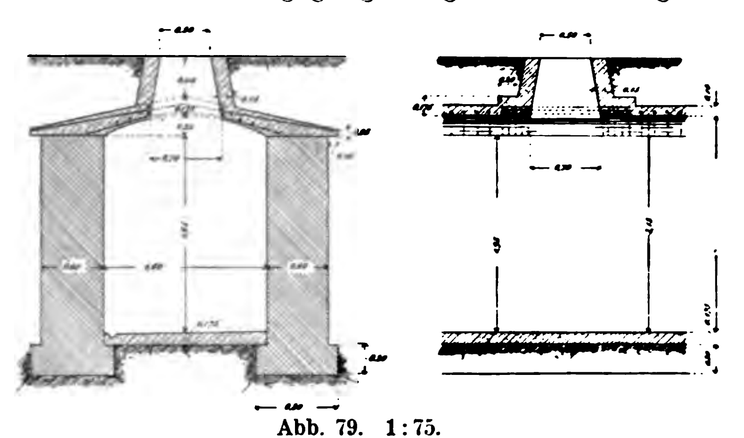


Abb. 79. 1:75.

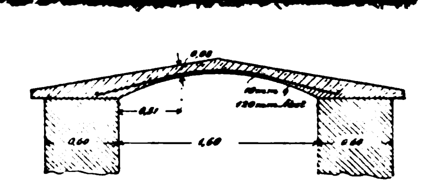


Abb. 80. 1:60.

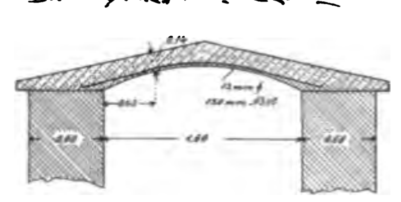


Abb. 81. 1:60.

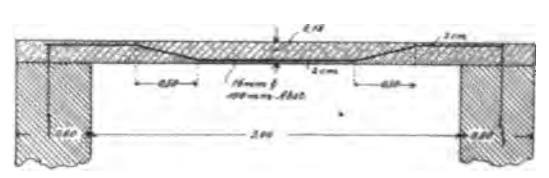


Abb. 82. 1:60.

Abb. 79 bis 82. Leitungsgang des Hof-Fernheizwerkes im Großherzogl. Hofbezirk in Karlsruhe.

bringen, untergebracht. Der Gang befindet sich bei Argenteuil; er hat eine Länge von über 2 km, eine lichte Weite von 5,16 m und eine lichte Höhe von 3,34 m. Die Gewölbestärke beträgt 9 cm im Scheitel.

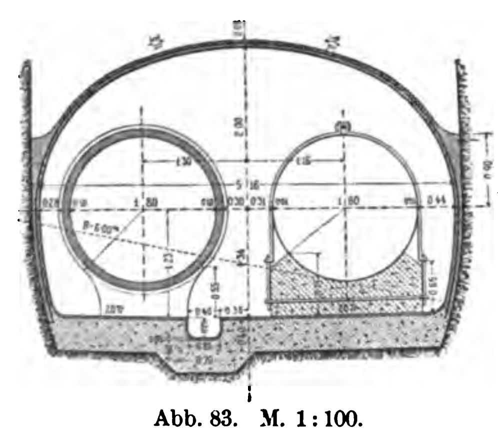


Abb. 83. M. 1:100.
Leitungsgang bei Argenteuil, Paris.

Die nach der Gewölbeform gebogenen Quereinlagen bestehen aus rundem Stahl und besitzen eine Stärke von 16 mm; die Längsstäbe, welche 8 mm stark sind, liegen unten auf der inneren und oben auf der äußeren Seite der Querstäbe. Der Abstand beträgt bei beiden Einlagen 11 cm. Die Stäbe sind an den Kreuzungsstellen mit Bindedraht verknüpft. Die Betonsohle ist 40 cm stark und mit einer Schmutzwasserrinne versehen. Der Leitungsgang war zuerst in Mauerwerk konstruiert und veranschlagt und ist auch auf eine kleine Länge in Mauerwerk ausgeführt worden. Man ging jedoch nachher zur Eisenbetonkonstruktion über, da diese nur 298 Mark für 1 lfd. m kostete, während die Kosten des Mauerwerks sich auf 388 Mark stellten, also um 90 Mark für 1 lfd. m höher waren.

[1]) Vergl. auch Deutsche Bauzeitung 1902. S. 165.

Der zu dem Gewölbe verwandte Beton besteht aus 900 kg Vassyzement auf 1 m³ gesiebten Sand, während im Widerlager 600 kg Portlandzement auf 1 m³ Sand kamen.

Die beiden Rohrleitungen, welche in dem Leitungsgang untergebracht sind und eine lichte Weite von je 1,80 m besitzen, sind auf der unteren Strecke, auf der sie einem größeren Druck ausgesetzt sind, aus 6 m langen Stahlrohren zusammengesetzt. Auf der oberen Strecke sind sie aus Eisenbeton mit 10 cm Wandstärke hergestellt. Die Eiseneinlagen bestehen aus kreuzförmigen Formeisen von 40 auf 22 mm Größe und 3,5 mm Stärke in den Querlagen und 20 auf 14 mm Größe und 3 mm Stärke in den Längslagen (System Bonna). Die Maschenweite beträgt je nach den Druckverhältnissen 9,5 bis 20,4 cm. Die Länge der Rohre beträgt 2,5 m; die Stöße sind durch Überschieber von 28 cm Breite gedeckt. (Vergl. Abt. 3.) In der Abbildung ist das Stahlrohr auf der rechten und das Eisenbetonrohr auf der linken Hälfte dargestellt.

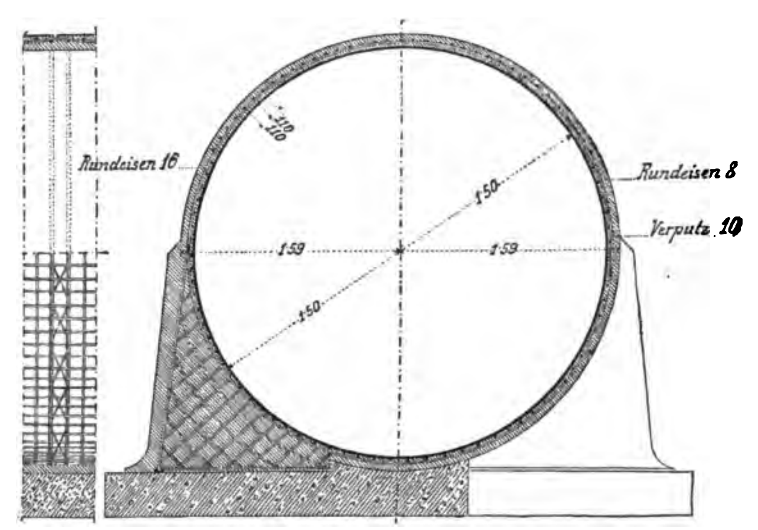


Abb. 84. Nicht überdeckte Gefälle-Leitung bei Argenteuil.

In derselben Weise wie der Leitungsgang ist auch ein die Fortsetzung der Kanalrohre bildendes Eisenbetonrohr, welches auf der Höhe bei Argenteuil liegt und 3 m lichte Weite besitzt, hergestellt.

Dieses Rohr liegt im Gefälle; es ist 561 m lang und nicht überdeckt. Die Stärke der Rundeisen beträgt durchweg 8 mm, die Maschenweite 11 cm. Das Gewicht des Rohres stellt sich auf nur 1 t für 1 lfd. m.

Da das Rohr freiliegt, ist es in Abständen von 4,20 m durch sattelartig geformte Sockelstücke unterstützt. (Vergl. Abb. 84.) Die Betonmischung bestand aus 1 m³ Sand und 450 kg Zement.

Kanal in Harrisburg in Pennsylvanien.

Die in der Fußnote [1]) angegebene Zeitschrift schreibt hierüber: Die Stadt Harrisburg in Pennsylvanien dehnt sich langgestreckt am Susquehannaflusse aus und wird von einem Bache mit stark wechselndem Wasserstande, dem Paxtoncreek, ihrer ganzen Länge nach durchflossen. Der Bach hat auch innerhalb des Stadtgebiets vielfach gekrümmten Lauf und setzt, da er bisher die Abwässer der Stadt aufnahm, viel Sinkstoffe ab, wodurch die gesundheitlichen Verhältnisse stark gefährdet wurden.

Man beschloß daher, eine Sielanlage zu errichten, welche die sämtlichen Abwässer aufnehmen und nach dem Susquehanna abführen sollte. Diese Neuanlage wurde nach der Zeitschrift Engineering Record trotz ihrer verhältnismäßig großen Länge und einiger noch näher zu besprechenden Schwierigkeiten in der kurzen Zeit von 2½ Monaten aus-

[1]) Zement und Beton 1904, S. 188. Der Artikel ist eine Übersetzung; die Originalquelle ist jedoch leider nicht angegeben.

geführt. Die Gesamtlänge des Kanals beträgt 4659 m. Er beginnt in der Nähe des Nordendes der Stadt, durchläuft sie in fast gerader Richtung und biegt am Südende im rechten Winkel nach dem Flusse um. Weitaus der größte Teil des Kanals mußte durch weichen angeschwemmten Boden geführt werden, und nur ungefähr der dritte Teil kam unter die Straßenzüge zu liegen. Dreimal mußte der Lauf des Paxtoncreek unterfahren werden. Außerdem wurde das Bett des Pennsylvaniakanals gekreuzt, und an drei Stellen führt der Kanal unter Eisenbahnlinien hindurch, einmal in einer Tiefe von nur 6 m unter sechs nebeneinander gelegenen Gleisen der Pennsylvaniaeisenbahn. Infolge des flachen, von dem Siele durchzogenen Geländes und mit Rücksicht auf die bereits vorhandenen Siele aus Ziegelmauerwerk konnte dem Abflußkanal nur das geringe Gefälle von 1 : 2000 gegeben werden. Besonders schwierig stellte sich die Ausführung unter dem Grundstücke der genannten Eisenbahngesellschaft, welche eine besonders widerstandsfähige Ausgestaltung des Sieles verlangte, und unter den Grundstücken einer Röhrenfabrik, welche zur Bedingung gemacht hatte, daß ihre Baulichkeiten und besonders die Fundamente ihrer Maschinen weder vorübergehend noch dauernd in Mitleidenschaft gezogen werden dürften. Diese Aufgabe war insofern nur unter Aufwendung großer Kosten zu erfüllen, als das Siel die Fabrikanlage auf eine Länge von 396,50 m durchquerte.

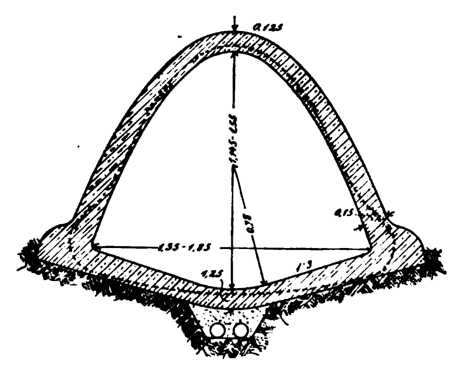


Abb. 85. Kanal in Harrisburg in Pennsylvanien. 1 : 50.

Im allgemeinen entsprachen die Kanalquerschnitte der Abb. 85. Die Sohle wird von einem Kreisbogen von 78 cm Halbmesser und zwei in einer Neigung von 1 : 3 sich anschließenden Tangenten gebildet. Der Gewölbebogen hat die Form einer Parabel. Die obersten 2318 m weisen eine lichte Höhe von 1,145 m und eine lichte Weite von 1,55 m, zwischen den Schnittpunkten der Tangente und der Parabel gemessen, auf. Bei dem restlichen Teile des Sieles betragen die beiden entsprechenden Maße 1,55 bezw. 1,85 m.

Eine Ausnahme von den genannten Querschnitten macht das 118,5 m lange Stück, welches in der Gleisrichtung unter dem Planum der Eisenbahn liegt. Hier wurden auf der beschriebenen Sohle in einem Abstande von 1,50 m Seitenwände von 30,5 cm Stärke aufgeführt und der Kanal mit einer Betondecke versehen, welche durch 90 cm voneinander entfernte, 22,5 cm hohe, von Seitenwand zu Seitenwand verlegte I-Eisen verstärkt wurde.

An einer anderen Stelle, ebenfalls unter dem Planum dieser Eisenbahnlinie, mußte auf eine Länge von ungefähr 85 m die Betonstärke der Sohle und Wölbung verdoppelt werden.

An allen anderen Stellen betrug die Betonstärke der Sohle 12,5 cm, die Wandstärke bis etwa über die Hälfte der Höhe 15 cm und nahm dann bis zum Scheitel auf 12,5 cm ab.

Der Beton bestand aus 1 Teil Zement, $2^1/_2$ Teilen Sand und $4^1/_2$ Teilen Kies.

Anfänglich benutzte der Unternehmer eine Ransome-Betonmischmaschine, ging aber eigentümlicherweise bald davon ab, weil ihm bei der schnellen Förderung der Arbeiten das Vorwärtsbringen des Mischers Schwierigkeiten machte. Er behauptete, daß ihm bei der geringen Menge von nur 0,72 m³ Beton auf 1 lfd. m keine Vorteile aus der Anwendung der Maschinenmischung erwüchsen.

Der Sand wurde dem Susquehanna-Flusse entnommen. Dabei wurde festgestellt, daß er 12 bis 18 vH. fein verteilte Kohle enthielt. Die hierdurch nötig gewordenen Versuche ergaben jedoch, daß der Sand, unbeschadet seines Kohlengehalts, sehr gut verwendbar war.

Man hatte den Sand durch Waschen und Absieben seines Kohlengehalts beraubt und nun Mischungen von Sand und Kohle nach bestimmten Verhältnissen hergestellt. Aus diesen Mischungen und dem zur Verwendung kommenden Zement wurden Probekörper im Verhältnis 1 : 3 angefertigt. Die nach 7tägiger Wasserlagerung vorgenommenen Zerreißversuche ergaben, daß die 0 bis 25 vH. Kohle enthaltenden Probekörper eine mit dem wachsenden Kohlengehalte zunehmende Festigkeit aufwiesen. Bei weiterem Kohlenzusatze nahm die Festigkeit jedoch rasch wieder ab, erreichte bei 40 vH. Kohle im Sande ungefähr denselben Wert wie bei reinem Sande und bei gleichen Teilen Kohle und Sand nur noch den dritten Teil der Festigkeit der kohlefreien Probekörper.

Als Einlage diente Streckmetall, dessen Anordnung aus der Abb. 85 hervorgeht. Die Maschenweite betrug 7,5 cm.

Bei der Ausführung wurde nach vollendeter Aushebung der Baugrube der Boden derselben dem Querschnitt des Kanals entsprechend ausgeschaufelt und geglättet. In der Mitte des zukünftigen Sieles legte man eine kleine Grube an, die zur Aufnahme von Drainrohren bestimmt war. Diese lagen ungefähr 7,5 cm unter der Sohle des Betons.



Abb. 86. Kanal in Harrisburg in Pennsylvanien.

Der unter dem Streckmetall liegende Beton wurde eingefüllt und eingestampft. Das bereits vorher zurecht gebogene Metall wurde dann derart auf den Beton gelegt, daß seine beiderseitigen Enden in die zukünftige Deckenwölbung hineinragten, um eine Verbindung mit der Streckmetalleinlage der Decke möglich zu machen. Hierauf wurde der übrige Beton eingebracht und ihm vor dem Feststampfen mit Hilfe eines auf einer Lehre aufliegenden Richtscheites die ungefähre Form gegeben. Nachdem der Beton sorgfältig eingestampft war, erhielt die Sohle einen Putz aus einem Teil Zement und einem Teil Sand, der mit Hilfe des Richtscheites geglättet wurde.

Die Bogenlehren (vergl. Abb. 86) bestanden aus 6 mm starken und 64 mm breiten Winkeleisen, welche in 1 m Abstand aufgestellt wurden. Die Enden der Winkeleisen ruhten auf hölzernen Keilen, welche an dem Bodengewölbe befestigt waren. Auf die Winkeleisen wurden 3 m lange und 5 cm starke Bretter aus Fichtenholz lose aufgelegt und mit einem Überzug von Schmierseife versehen. Hierauf wurde das Streckmetall über die Schalungsbretter gelegt, mit dem Streckmetall der Sohle verbunden und durch kleine Steinchen in der richtigen Entfernung von der Schalung festgehalten. Der naß zubereitete Beton wurde durch die Maschen des Streckmetalls mit Hilfe hölzerner Stampfer auf die Schalung aufgebracht. Nach drei Tagen wurden die Keile unter den Winkeleisen entfernt und letzere zur weiteren Verwendung herausgenommen. Hierauf

wurden die Innen- und Außenseiten sorgfältig nachgesehen und alle Unebenheiten des Betons mit Zementmörtel 1 : 1 ausgestrichen. Zwei Tage darauf wurde die Hinterfüllung vorgenommen.

Alle Kurven in der Längsrichtung des Kanals wurden mit einem Radius von 7,5 m ausgeführt.

Der Kanal endet durch ein 35 m langes und 90 cm weites Tonrohr und ein daran angeschlossenes ebenso weites, 55 m langes, eisernes Rohr im Flußbett. Der Anschluß des Betonrohres an das Tonrohr erfolgt unter allmählicher Querschnittsverminderung. Der gesamte 144 m lange Rohrstrang ist von einer 15 cm starken Betonhülle im Mischungsverhältnis 1 : 3 : 6 umgeben. Die Sinkstoffe des Paxtoncreek setzen sich in einem am Anfange des Kanals angeordneten Schlammbehälter ab.

Eine unfreiwillige Belastungsprobe wurde dadurch herbeigeführt, daß ein beladener Kohlenzug kaum 2 Wochen nach der Herstellung des unter dem Planum gelegenen Sielteiles entgleiste und seine volle Last mehrere Wochen hindurch darauf drückte. Die Aufschüttung bestand an dieser Stelle aus nachgiebigem Ton, in welchem die Schwellen eingebettet waren. Diese Belastungsprobe hatte durchaus keine schädlichen Einwirkungen gezeitigt.

Hauptkanal in Cleveland, Nordamerika.[1]

Der ungefähr 14 km lange Hauptkanal der Stadt Cleveland ist auf rund 5300 m Länge in Eisenbeton (System Parmley) ausgeführt. Er besitzt einen lichten Durchmesser von 4,12 m und liegt 10,50 bis 13,20 m unter der Oberfläche des Geländes. Die Ausführung mußte zwischen 22,5 cm starken und 8,4 m langen Spundwänden erfolgen, da sich über der zukünftigen Sohle Triebsand und starker Wasserzufluß zeigte.

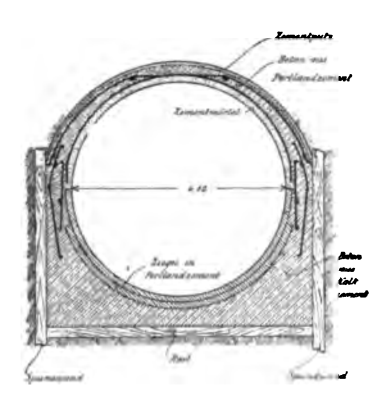


Abb. 87. Hauptkanal in Cleveland, Nordamerika. 1 : 150.

Der Querschnitt ist in Abb. 87 dargestellt.

Nachdem die Baugrube trockengelegt und ausgehoben war, wurde der untere Teil des Profils auf einem Holzrost in Stampfbeton hergestellt und die Sohle mit Klinkern in doppelter Rollschicht ausgemauert. In halber Höhe des Profils wurden beiderseitig je zwei Reihen Eisenstäbe einbetoniert, die einen Abstand von 33 cm und eine Stärke von 50 × 13 mm besaßen. Sodann wurde das Lehrgerüst für die obere Bogenhälfte aufgestellt und mit Papier, welches mit Paraffin getränkt war, belegt.

Die Eiseneinlagen der oberen Bogenhälfte bilden einen Längs- und einen Querverband. Als Längsverband dienen 8 wagerecht verlegte Bandeisen von 40 × 4 mm Stärke, während der Querverband aus je zwei Eisen besteht. Das innere Eisen ist konzentrisch zur inneren Leibung angeordnet; das äußere folgt rechts und links auf je $^1/_3$ seiner Länge der äußeren Leibung und legt sich oben im mittleren Drittel auf das innere Eisen, wo eine Verbindung der beiden Eisen stattfindet. Die Querstäbe haben einen Längsabstand von 33 cm und sind mit den einbetonierten Eisen fest verbunden. Sämtliche Verbindungen, auch die des Längs- und Querverbandes, wurden durch Vernietung bewirkt.

[1] Nach The Eng. Record und Zement und Beton. 1903, S. 189.

Die Betonierung geschah derart, daß zuerst eine Mörtelschicht von 7 cm Stärke aufgebracht wurde, um das Durchdringen des groben Außenbetons zu verhindern; sodann wurden die Kämpfer bis etwa 50 cm über der Horizontalen durch den Mittelpunkt zwischen Schalung und Spundwand fest eingestampft, der übrige Teil jedoch ohne Außenschalung von den beiden Seiten nach der Mitte zu vollendet. Hierauf wurde eine äußere Putzschicht von 2,5 cm Stärke aufgebracht.

Sechs bis zwölf Stunden nach der Vollendung dieser Arbeiten wurde die Baugrube wieder zugefüllt, die Schalung jedoch noch mehrere Tage stehen gelassen. Der Beton bestand aus 1 Teil Zement, 3 Teilen Sand und 7,5 Teilen Schotter; letzterer mit einer Stückgröße von höchstens 3,75 cm und mit höchstens 40 vH. Hohlräumen. Bei größeren Hohlräumen wurden nur 6 Teile Schotter beigemischt.

Die größten Verdrückungen des Kanals betrugen bei 7 m Überschüttung 1,8 cm Einsenkung und 2,4 cm Ausweitung. Diese Verdrückungen wurden an einer Stelle ermittelt, an der durch Unregelmäßigkeiten der Spundwand eine Verringerung der Seitenwände des Kanals um 7,5 cm nötig geworden war.

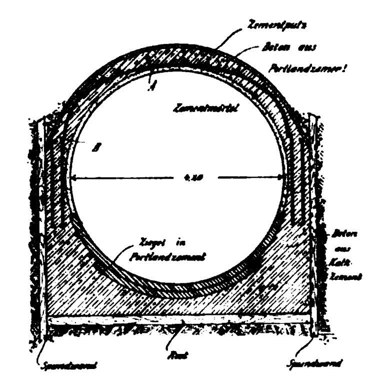


Abb. 88. Kanal in der Gilbertstraße in Cleveland, Nord-Amerika 1 : 150.

Ein 60 cm langes Probestück des Kanals hielt eine Belastung von 26 000 kg aus. Der 5300 m lange Kanal erforderte rund 43 500 m³ Beton, 770 000 kg Eiseneinlagen, 8700 m³ Ziegelausmauerung und 265 000 m³ Erdaushub.

Der Preis des Kanals betrug 4 620 000 Mark; das ergibt 870 Mark für 1 lfd m. Für einen Kanal aus Ziegelmauerwerk waren 1050 M für 1 lfd. m gefordert worden.

Ein ähnlich g bauter Kanal von 600 m Länge liegt 7,2 bis 9 m tief unter der Gilbertstraße derselben Stadt. Das Querprofil ist in Abb. 88 dargestellt. Es zeigt des geringeren Erddrucks wegen schwächere Spundwände und schwächere Eiseneinlagen. Letztere sind durchweg aus Rundeisen gewählt. Die Querstäbe sind 15 mm stark und haben einen Abstand von 15 cm; an ihren Enden, bei *B*, sind sie mit den unteren, einbetonierten Eisen verhakt, wie es in der Abb. 89 dargestellt ist. Im Scheitel, bei *A*, sind weitere, hakenförmig gebogene Rundeisen von 15 mm Stärke angeordnet, die mit ihren aufgebogenen Enden in die Betonwand eingreifen.

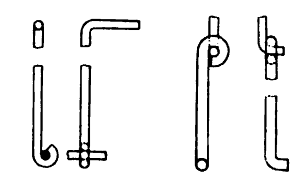


Abb. 89. Einzelheiten bei *A* und *B* der Abb. 88.

Die Längsstäbe bestehen aus 12 mm starken Rundeisen und sind mit den Querstäben durch Drähte verbunden.

Hauptsammelkanal in New-Orleans.[1]

Ein Beispiel für eine breite, niedere Sielanlage bietet der Hauptsammelkanal der Stadt New-Orleans (Abb. 90 und 91). Da diese volkreiche Stadt wegen ihrer niedrigen Höhenlage nicht nach dem nahen Mississippi entwässert werden konnte, mußte man die Abwässer einer Kette von Seen zuführen, die ihrerseits wieder nach dem Meerbusen von Mexiko entwässern.

[1] Zement und Beton 1905, S. 302. Der Artikel ist eine Übersetzung. Die Originalquelle ist jedoch leider nicht angegeben.

Der Querschnitt des Kanals ist in Abb. 90 dargestellt. Er besitzt 2,50 m lichte Höhe und bis 4,50 m lichte Weite. Der Kanal hat nur wenig Überdeckung und ist meistens bis beinahe an die Decke gefüllt.

Die Fundierung mußte des schlechten Untergrundes wegen auf einem starken Bohlenbelag erfolgen. Die Sohle ist in der Mitte 11,5 cm

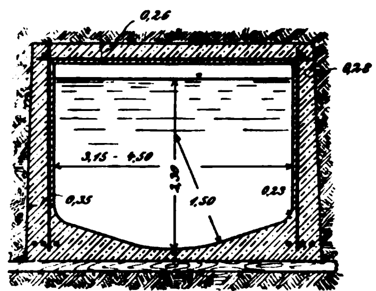


Abb. 90. 1 : 100. Hauptsammelkanal in New-Orleans.



Abb. 91. Hauptsammelkanal in New-Orleans während der Ausführung.[1])

stark und nach einem Halbmesser von 1,50 m ausgerundet. Der Übergang nach den Seitenwänden ist durch einen Bogen mit 23 cm Halbmesser hergestellt.

Die Seitenwände sind unten 35 und oben 28 cm stark; sie sind innen senkrecht und außen geneigt ausgeführt. Ihre Eiseneinlagen haben 13 mm Stärke und 36 cm Abstand. Unter den Seitenwänden sind je 3 Längseisen von 22 mm Stärke angeordnet.

Die Decke ist 26 cm stark und in je 7,5 cm Abstand mit einer 22 mm starken Eiseneinlage versehen. Als Eiseneinlage kam das Profil der St. Louis Expanded Metal Fire Proofing Co. zur Verwendung.[2])

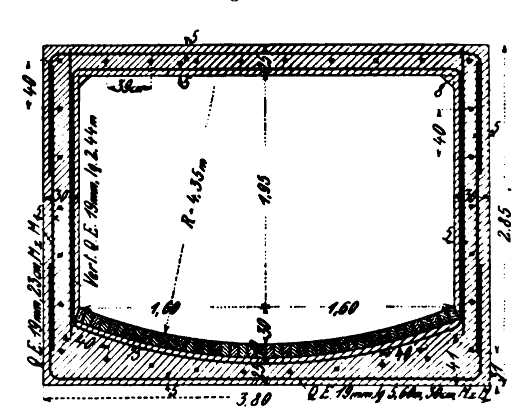


Abb. 92. 1 : 66,6.
St. Louis Terminal Railway Association.
Section of Sewer under Baggage Floor.[1])

Ein ähnlicher Kanal ist in Abb. 92 dargestellt. Er hat eine lichte Weite von 3,20 m und eine lichte Höhe von 2,25 m. Die Sohle ist kreisförmig mit 30 cm Stich ausgebildet und mit Klinkern gepflastert. Die Stärke der Seitenwände beträgt 30 cm, die der Decke 25 cm.

Die Eiseneinlagen sind nahe an der Außenwand und an der Innenwand angeordnet; sie bestehen aus dem quadratischen Profil der St. Louis Expanded Metal Fire Proofing Co. und besitzen 5 cm Stärke. Die Längsstäbe befinden sich jeweils in der Mitte zwischen den Querstäben.

Kanal in Philadelphia.[2])

Der in Abb. 257, III. Band, 1. Teil, S. 300 dargestellte Kanal mußte durchweg auf

[1]) Repr. nach dem Katalog der St. Louis Expanded Metal Fire Proofing Co.
[2]) Zement und Beton 1902, S. 11.

Pfählen fundiert werden. Es wurden 4 Reihen 30 cm starker Tannenpfähle gerammt, über die Köpfe jeder Pfahlreihe hinweg ein Längseisen gelegt und der Beton eingebracht.

Die Sohle des Kanals steigt nach den Seiten an, so daß die lichte Höhe, die in der Mitte 1,65 m beträgt, an den Seiten auf 1,47 m abnimmt. Die Wände sind unten 37 cm und oben 30 cm stark.

Die lichte Weite des Kanals beträgt 2,40 m. Die Decke ist als Rippendecke ausgeführt. Die Rippen sind 33 cm hoch, 10 cm stark und unten mit einer 4 auf 4 cm starken Eiseneinlage versehen. Die Rippen haben 60 cm Mittenabstand.

Dort, wo eine Einsteigöffnung angebracht ist, wurden die Rippen durch obere Verstärkungsbalken verstärkt, wie die Abbildung zeigt.

Die Seitenwände sind im Abstand von 4,50 m mit Einlaßstücken für Hausentwässerungen versehen, um ein späteres Anhauen des Kanals zu verhüten; außerdem sind sie mit eisernen Konsolen ausgestattet, um anderen Leitungen als Unterstützung zu dienen.

Die Eiseneinlagen der Wände und die Quereisen der Sohle haben 30 cm Abstand. Die Eisen bestehen aus quadratischen Stäben, die um ihre Längsachsen gedreht sind.

Der Beton der Decke war im Verhältnis: 1 Teil Portlandzement, 2 Teile grober Sand oder Kies, 5 Teile Steinschlag gemischt. Der Beton, aus welchem die Wände und die Sohle hergestellt wurden, bestand aus 1 Teil Portlandzement, 3 Teilen grobem Sand oder Kies und 6 Teilen Steinschlag. Die Größe der Sandkörner betrug bis 6 mm. Die Steinschlagstücke waren höchstens so groß, daß sie durch einen Ring von 4 cm lichtem Durchmesser hindurchgesteckt werden konnten. Stücke von weniger als 6 mm Durchmesser wurden ausgesiebt und nicht verwendet.

Der Granitputz der Seitenwände wurde aus 1 Teil Portlandzement, 1 Teil Sand und 1 Teil Granitgrus hergestellt, wobei die Mischung mit so viel Wasser angemacht wurde, daß ein steifer Mörtel entstand. Bei dem Auftragen des Putzes, dessen Stärke 2,5 cm betrug, wurde darauf geachtet, daß die Steinschlagstücke nicht an die Oberfläche traten. Sobald der Zement abgebunden war, wurde die Fläche mit einer Putzmörtelschicht aus 1 Teil Zement und 1 Teil Sand, welchem so viel Wasser zugesetzt wurde, als zur Erzielung eines glatten Wandputzes erforderlich war, verputzt. Der Granitputz der Sohle wurde in gleicher Weise, jedoch 5 cm stark hergestellt.

Kanal in Harburg a. d. Elbe.

Ein ovales Profil zeigt der in Abb. 93 dargestellte Kanal in Harburg an der Elbe. Er besitzt 1,60 m lichte Weite und 1,13 m lichte Höhe. Die Halbmesser der inneren und äußeren Bogen sind in der Abbildung eingeschrieben. Der untere Teil des Profils ist in Stampfbeton ohne Eiseneinlagen ausgeführt, während die Decke, die eine Scheitelstärke von 15 cm besitzt, Eiseneinlagen erhalten hat. Es kamen dabei für 1 lfd. m Kanal 7 Eisen von 6 mm Durchmesser zur Verwendung.

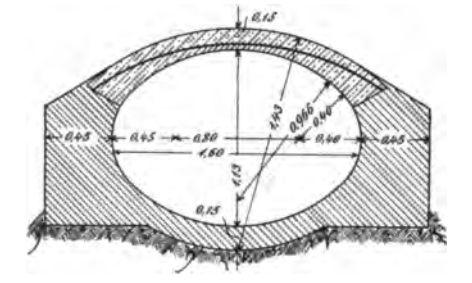


Abb. 93. 1 : 50.
Kanal in Harburg a. d. Elbe.

Das Mischungsverhältnis des Betons beträgt 1 Teil Zement, 3 Teile Sand und 4 Teile Steinschlag. Der Kanal wurde im Jahr 1905 von der Firma Drenckhahn u. Sudhop in Braunschweig ausgeführt.

Kanal in Königsberg.

Der in Abb. 94 im Querschnitt und Längenschnitt dargestellte Zuggraben-Kanal

in Königsberg zeigt ein kreisrundes Profil von 2,08 m lichter Weite. Der untere Teil des Profils ist durch eine Ausmauerung mit Betonsteinen zu einem Eiprofil künstlich eingeengt, um bei kleinen Wasserständen einen möglichst schmalen Wasserspiegel zu erhalten. Diese Rinne ist mit Steinzeugplatten ausgekleidet.

Da der Boden unter dem Kanal nur eine geringe Tragfähigkeit besaß, wurde ein durchgehendes Betonbett angeordnet, das mit 2 alten Eisenbahnschienen armiert wurde.

Abb. 94. 1 : 60. Zuggrabenkanal in Königsberg.

Der Kanal selbst ist aus einzelnen Rohrstücken von 1,50 m Länge, die außerhalb der Baugrube durch Stampfen in stehenden Formen hergestellt wurden, zusammengesetzt. Die Verbindung dieser Rohrtrommeln geschah durch 20 cm breite und 9 cm starke Ringe, die über die Stöße geschoben und mit Zementmörtel gedichtet wurden. Die Ringe haben 2,50 m äußeren Durchmesser und sind mit 4 ringförmigen Eiseneinlagen neben der entsprechenden Anzahl von Längsstäben versehen.



Abb. 95. Verlegung der Rohre des Zuggrabenkanals in Königsberg.[1])

Die Rohrstücke selbst haben 10 bis 12 cm Dicke und sind mit einer doppelten Reihe von Längseisen und mit einer doppelten Ringlage versehen, die zu zwei Geflechten verbunden sind. Die Längseisen haben 6,5 mm und die Ringeisen 10 mm Durchmesser; die Maschenweite der beiden Geflechte beträgt 80 mm. Von den beiden Geflechten soll das äußere die Zugspannungen in den, durch einen horizontalen Mittelschnitt getroffenen Teilen der Rohrwandungen aufnehmen, während das innere Geflecht für die Zugspannungen im Scheitel und in der Sohle des Rohres bestimmt ist.

Die mit den Rohren vorgenommenen Belastungsversuche sind in Abt. 6, S. 521 näher beschrieben. Es sei jedoch auch hier erwähnt, daß die ersten Haarrisse bei einer Last von 12 900 kg für 1 m² auftraten. Der Kanal wurde von der Aktien-Gesellschaft

[1]) Repr. nach einer Veröffentlichung der Aktien-Ges. für Beton- und Monierbau, Berlin.

für Beton- und Monierbau, Berlin, vorm. G. A. Wayss u. Co. erbaut. Die Verlegung der Rohre ist in Abb. 95 hergestellt.

Wasserleitung von Salt Lake City[1]).

Die Stadt Salt Lake City in Utah, Vereinigte Staaten von Amerika, beabsichtigt, eine 11,5 km lange Wasserleitung aus Eisenbeton zu errichten. Da das von der Wasserleitung durchschnittene Gelände ziemlich hügelig ist und das Wasser in der Leitung mit natürlichem Gefälle fließt, so mußte die Leitung teils als Tunnel, teils als Aquadukt, teils als normale Leitung in ausgehobenen Baugruben ausgebildet werden.

Der als Aquadukt ausgeführte Teil ist auf S. 546 näher beschrieben.

Die lichte Höhe der Leitung beträgt 1,20 m und die lichte Weite 1,07 m. Bei voller Beanspruchung reicht der Wasserspiegel bis 12,5 cm unter die Decke.

Die Tunnelstrecke ist nicht aus Eisenbeton, sondern in der Sohle und den Wänden aus Beton ausgeführt. Die Decke des Tunnels wird durch ein in Zementmörtel gemauertes doppeltes Ziegelgewölbe mit 25 cm Pfeilhöhe und 68,5 cm Halbmesser gebildet (vergl. Abb. 96).

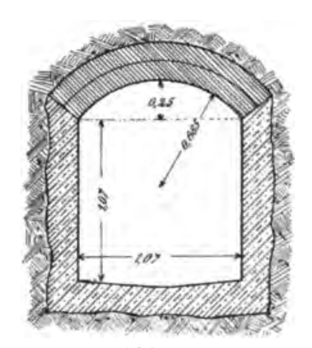


Abb. 96. Wasserleitung von Salt Lake City, Tunnelstrecke.

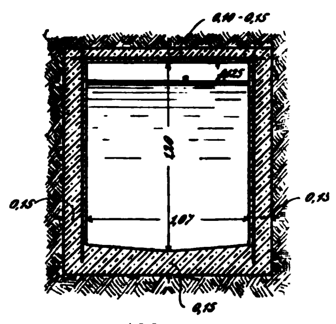


Abb. 97. Profil der im Aushub hergestellten Strecke.

Der im Aushub, also in der Baugrube hergestellte Teil der Wasserleitung zeigt den in Abb. 97 dargestellten Querschnitt. Je nach der Überschüttungshöhe ist die Stärke der Decke verschieden. Sie beträgt bei einer Überschüttungshöhe von 1,50 m 10 cm, bei 3 m Überschüttung 12,5 cm und bei über 3 m 15 cm. Bei 10 cm Stärke haben die in der Decke eingebetteten Eiseneinlagen eine Stärke von 9,5 mm und einen Abstand von 15 cm. Bei 12,5 cm Stärke sind die Eiseneinlagen 12,5 mm stark und haben einen Abstand von 22,5 cm; bei 15 cm Stärke der Deckenplatten haben die Eiseneinlagen eine Stärke von 12,5 mm und einen Abstand von 15 cm.

Die Eiseneinlagen der Seitenwände haben 9,5 mm Stärke und einen Abstand von 22,5 cm. Die Stärke der Seitenwände beträgt 15 cm. Dieselbe Stärke besitzt die Sohle in der Mittellinie.

Druckwasserkanal des Elektrizitätswerkes in Feldkirch in Österreich.[2])

Der in Abb. 98 und 99 dargestellte Druckwasserkanal ist durch seine großen Abmessungen bemerkenswert; denn er besitzt eine Breite von 8 m i. l. und eine Höhe von 2,80 m. Die Länge beträgt 102 m. Dabei waren für die in Eisenbeton ausgeführte Decke folgende Beanspruchungen zu berücksichtigen: 1) der von unten nach oben wirkende Wasserüberdruck von 1,20 m; 2) eine gleichmäßig verteilte Verkehrslast von 450 kg/m² und 3) Einzelverkehrslasten von 8000 und 12 000 kg Gewicht.

Die Eisenbetonarbeiten wurden von der Firma Luipold u. Schneider in Stuttgart in der kurzen Zeit von acht Wochen ausgeführt.

Die Decke ist als Plattendecke konstruiert und durch keilförmige, nach oben angeordnete Rippen verstärkt. Die Rippen haben einen Abstand von 2 m und sind in

---

[1]) Vergl. Zement und Beton 1906. S. 193.
[2]) Vergl. Der Hoch- und Tiefbau. Zürich 1906, 20. Dez.

Abb. 99 in ihren Einzelheiten dargestellt. Die Rippen wurden nach oben angeordnet, um einen glatten Wasserdurchfluß zu erzielen. Bei 8000 kg Einzellast sind die drei oberen Eisenstangen der Rippe (vergl. Abb. 99) 25 mm und die unteren 30 mm stark. Die Eisen der 14 cm starken Zwischendecke sind in dem direkt unter der Rippe liegenden

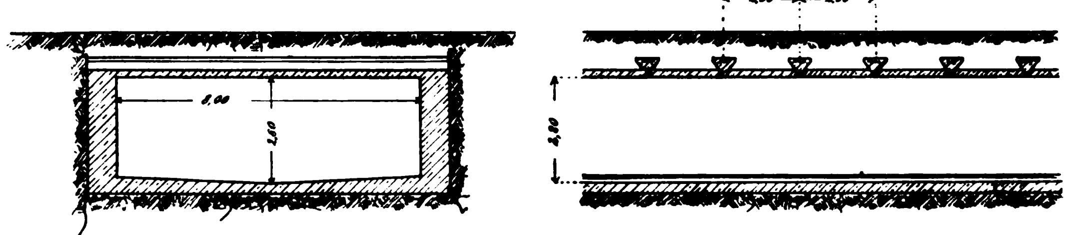


Abb. 98. Druckwasserkanal des Elektrizitätswerkes in Feldkirch in Österreich. 1 : 200.

Teil oben 8 mm stark bei einem Abstand von 20 cm, unten 10 mm stark bei einem Abstand von 12,5 cm. Da diese Eiseneinlagen neben der Rippe ihre Höhenlage wechseln, so befinden sich, der Größe des Momentes entsprechend, die stärkeren Eisenstäbe in der Mitte der Plattendecke in dem unteren und an der Rippe (dem Auflager) in dem oberen Teil der Decke.

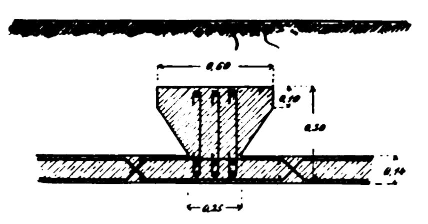


Abb. 99. Einzelheiten der Decke von Abb. 98. 1 : 40.

Bei 12 000 kg Einzellast sind die oberen Rippenstäbe 28 mm und die unteren 32 mm stark. Die Eiseneinlagen der Decke haben dieselbe Stärke; ihr Abstand ist jedoch von 20 auf 15 cm und von 12,5 auf 10 cm herabgesetzt.

Da die Decke sowohl gegen das von unten nach oben wirkende Druckwasser, als auch gegen die von oben eindringenden Tagewässer wasserdicht sein sollte, wurde sie auf der Innenseite mit einem 2 cm starken Zementputz und auf der Außenseite mit einem Goudronanstrich versehen. Letzterer wurde zuerst hergestellt.

In der in Fußnote 2 S. 533 angegebenen Quelle ist die Berechnung des Bauwerks eingehend dargestellt.

Druckwasserleitung für die Wasserkraftanlagen in Champ an der Isère.

Das zur Erzeugung von elektrischer Energie in einer Stärke von 7000 Pferdestärken mit 26 000 Volt Spannung erbaute Werk besitzt eine Druckwasserleitung von 4600 m Länge und 37,20 m Druckhöhe. Der lichte Durch-

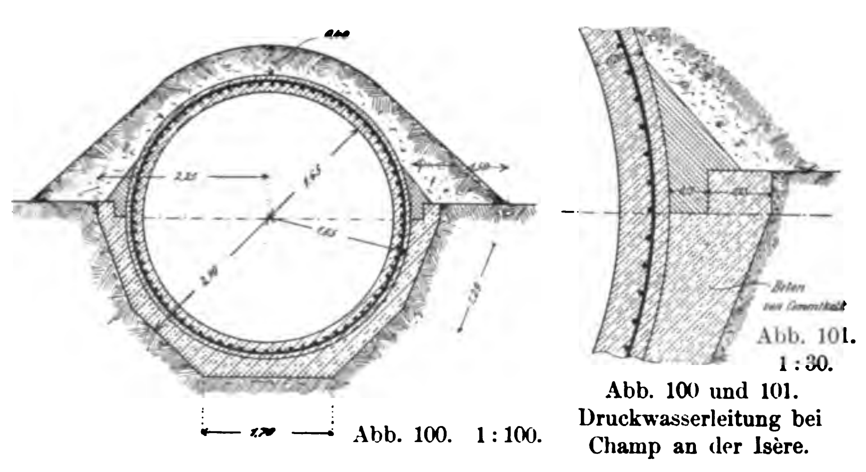


Abb. 100. 1 : 100.

Abb. 101. 1 : 30.

Abb. 100 und 101. Druckwasserleitung bei Champ an der Isère.

messer dieser Leitung beträgt 3,30 m. Die oberen 2100 m, welche einen Maximaldruck von 20 m Wasserhöhe auszuhalten haben, wurden in Eisenbeton ausgeführt, während die unteren 2500 m aus Eisenrohr bestehen.

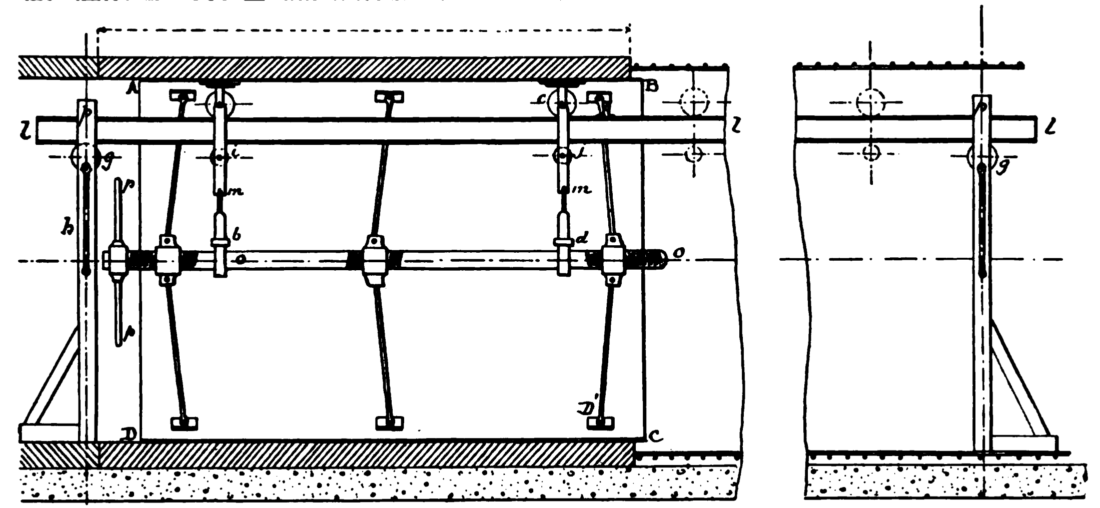


Abb. 102. Die mit Ausrüstungsspindeln versehene Kernform.[1])

Das Wasser wird dem Drac, einem reißenden Gebirgsfluß der französischen Alpen, der sich unterhalb Grenoble in die Isère ergießt, entnommen und in dieser geschlossenen Leitung den Turbinen des Elektrizitätswerks zugeführt.

Der Querschnitt der Leitung ist in Abb. 100 und 101 dargestellt. Sie besitzt eine Wandstärke von 20 bis 25 cm, ruht aber, der besseren Druckverteilung wegen, in einem Bett von Kalkzementbeton.



Abb. 103. Schaubild von Abb. 102.

Die Eiseneinlagen bestehen aus Ringstäben und Längsstäben aus Rundeisen und haben eine den Druckverhältnissen entsprechende Stärke, die bei den Ringstäben 11 bis 22,5 mm und bei den Längsstäben 6 bis 12 mm beträgt. Die Maschenweite beläuft sich auf 10 cm in der Längsrichtung und 11 cm im Umfang.

Die Ringe wurden auf der Baustelle nach der Schablone gebogen und zusammengeschweißt; mit den Längsstäben wurden sie durch Bindedraht verbunden.

[1]) Vergl. Beton u. Eisen 1906, S. 219 u. 220.

Zum Einstampfen des Betons wurden drei Schablonen benutzt. Zwei dienten zur Herstellung der äußeren Rohrfläche, während die dritte als Kernform diente. Diese ist in Abb. 102, 103 und 104 dargestellt. Sie besteht aus einem mit Ausrüstungsspindeln versehenen Blechmantel und konnte auf einem Längsträger, der auf zwei Böcken gelagert war, in der Richtung der Rohrachse verschoben werden. Die Einzelheiten der Konstruktion sind aus den Abbildungen ersichtlich.

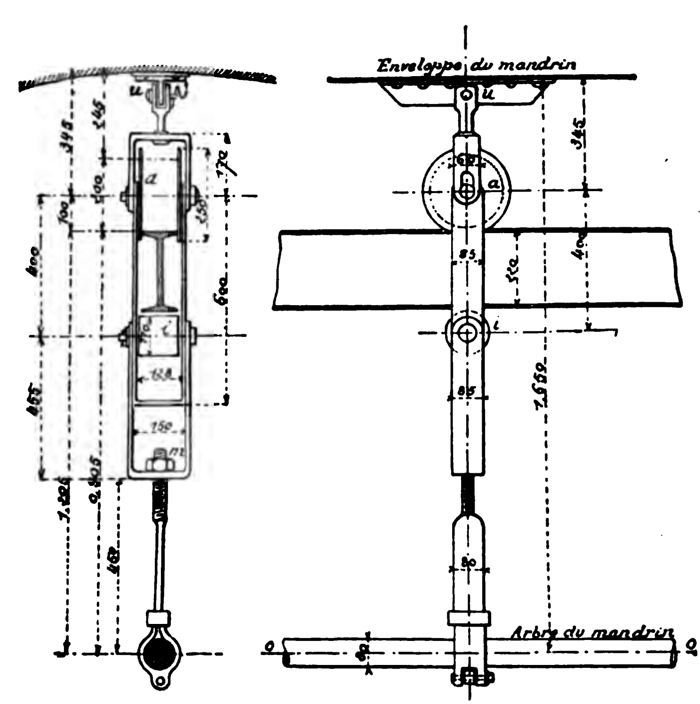


Abb. 104. Einzelheiten zu Abb. 102.[1])

Der eiserne Träger besaß eine Höhe von 220 mm und eine Länge von 10 m.

Die Arbeiten wurden von der Firma Rossignol u. Delamarche in Grenoble im Jahre 1902 ausgeführt und konnten in der kurzen Zeit von vier Monaten vollendet werden. Hierbei wurden täglich 36 m Leitung fertiggestellt.

Abb. 105 zeigt die Montage der Eiseneinlagen. Das Bild ist im Dezember 1902 aufgenommen.



Abb. 105. Montage der Eiseneinlagen der Druckwasserleitung bei Champ.[2])

Das Eisen, aus welchem die Einlagen hergestellt wurden, hatte eine Bruchfestigkeit von 35 kg/mm² und eine Dehnung von 15 bis 18 vH. Zu dem Zementkalkbeton der Bettung wurden 150 kg Zementkalk auf 1 m³ Beton verwendet. Der Beton der Rohrwandung bestand aus 500 kg Portlandzement, 400 Litern Sand, 800 Litern Schotter von höchstens 3 cm Korn und 300 Litern Wasser.

Druckwasserleitung bei Rioupéroux.

Eine ähnliche Leitung, wie die bei Champ, wurde im Jahre 1904 bei Rioupéroux

[1]) Vergl. Beton u. Eisen 1906, S. 219 u. 220.
[2]) Repr. aus Le Béton armé, 1902, Dez.



Abb. 106. Offener Kanal.

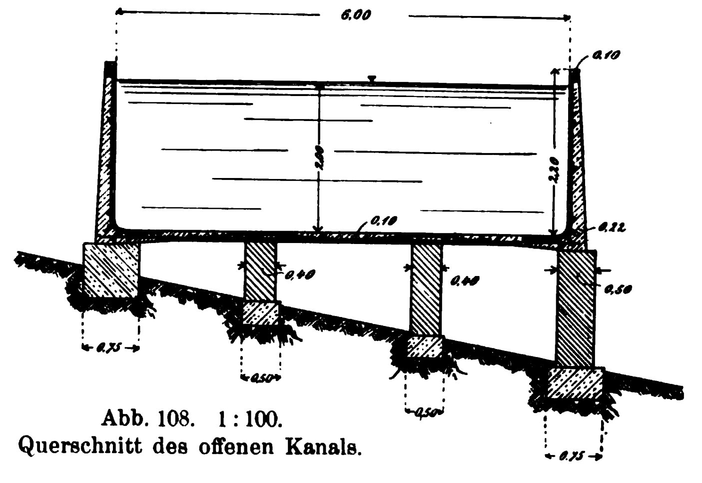


Abb. 108. 1 : 100.
Querschnitt des offenen Kanals.

Abb. 106 bis 109. Druckwasserleitung bei Rioupéroux.

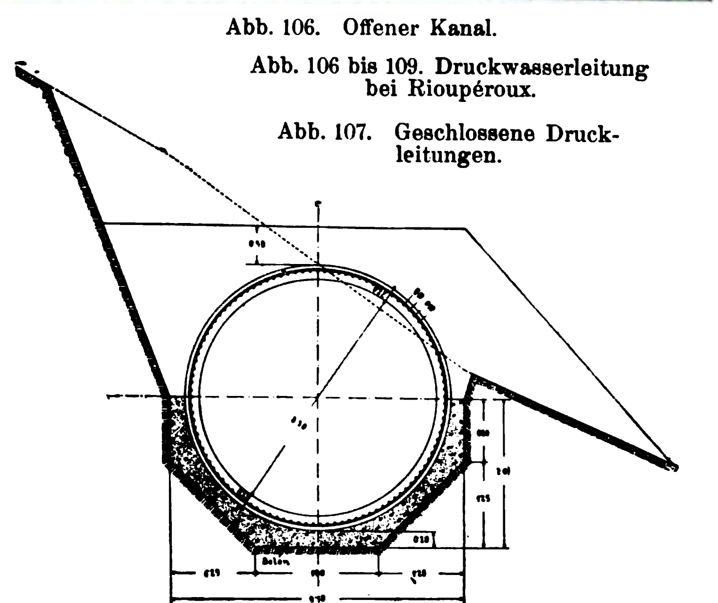


Abb. 107. Geschlossene Druckleitungen.



Abb. 109. Montage der Druckleitung.

ausgeführt. Sie besitzt denselben lichten Durchmesser von 3,30 m, ist jedoch für 24 m Wasserdruck eingerichtet.

Die Leitung ist in ihrem oberen Teil als offener Kanal und in ihrem unteren als geschlossenes Rohr, beide in Eisenbeton ausgeführt (vergl. Abb. 106 und 107). Die Leitung gehört zu der Turbinenanlage der „Compagnie Universelle d'Acétylène", deren Hauptsitz Paris ist. An der Ausführung des Bauwerks waren beteiligt der Ingenieur de Mollins, die Firma Rossignol u. Delamarche in Grenoble und die Filiale „La Grenobloise" der Société Hennebique.

Der offene Kanal ist 6 m breit und 2,20 m tief. Die Wasserhöhe beträgt 2 m; der Querschnitt ist in Abb. 108 dargestellt.

Die geschlossene Druckleitung hat von 3 bis 12 m Druckhöhe eine Wandstärke von 20 cm und von 12 bis 24 m Druckhöhe eine solche von 22 cm. Die Leitung ruht, wie bei Champ, in einem Betonbett, und die Montage wurde ebenso wie dort mit Hilfe der beweglichen Kernform ausgeführt. Diese ist im Hintergrund von Abb. 109 sichtbar.

Wasserleitung und Syphon von Sosa bei Monzon (Spanien).[1]

Eine Bewässerungsanlage großen Umfanges, die bestimmt ist, die über 160 000 ha umfassende, aragonische Hochebene Spaniens — eine Lehmwüste dürren Landes — der Kultur wiederzugewinnen, wurde im Jahre 1906 dem Betriebe übergeben. Die Bewässerungsanlage soll eine maximale Leistungsfähigkeit von 35 000 Litern/Sek. besitzen. Die Leitung mußte 2 benachbarte Täler, das des Sosaflusses und die Niederung des Bibabona überschreiten. Nachdem man alle in Frage kommenden Lösungen reiflich erwogen hatte, brachte man die Frage vor den obersten technischen Beirat zur Entscheidung. Da diese Körperschaft die Ausführung eines Siphons für das beste hielt, wurde von der spanischen Regierung ein allvölklicher Wettbewerb hierfür ausgeschrieben. Es liefen 13 Entwürfe ein, die zur Ausführung des Projektes alle möglichen Materialien vorsahen. Zur Annahme gelangte der Entwurf des bekannten Konstrukteurs José Eugenio Ribera, der 2 Eisenbetonrohre von je 3,80 m Durchmesser vorgeschlagen hatte.



Abb. 110. Wasserleitung von Sosa.

Da die Gesamtlänge des Syphons 1018 m und die größte Druckhöhe 27 m beträgt, so ist diese Leitung nicht nur die größte, in Eisenbeton ausgeführte, sondern

[1] Vergl. Beton u. Eisen 1906, S. 114. woher auch die Abbildungen entnommen sind.

auch überhaupt das größte, bis jetzt gebaute Rohr.[1]) An zweiter Stelle folgen die bereits beschriebenen Leitungen von Champ und Rioupéroux in Frankreich.

Die beiden in Abb. 110 dargestellten Rohre der Wasserleitung von Sosa verlaufen teilweise im Einschnitt und teilweise in einem Damm; sie sind also in beiden Fällen mit Erde bedeckt. Über dem Fluß Sosa liegen sie auf einer Brücke von 180 m Länge und 11 m Breite, die aus Betonbogen von je 15 m Spannweite errichtet worden ist. Die Brücke ist in Abb. 111 und der Querschnitt in Abb. 112 dargestellt. Um die Größenverhältnisse deutlich zu machen, ist in das eine Rohr ein Fuhrwerk eingezeichnet. Die ganze Leitung ist in Eisenbeton ausgeführt.

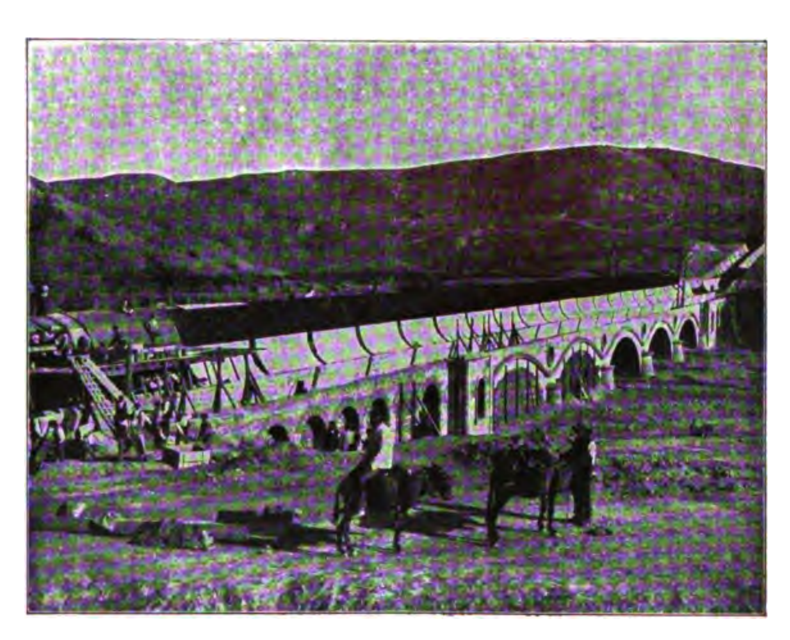


Abb. 111. Syphon von Sosa.

Die Rohrwandung besteht nach System Bonna aus einem 3 mm starken Blechrohr, das durch ringsum- und längslaufende **T**-Eisen versteift ist. Der Querschnitt der **T**-Eisen nimmt mit zunehmendem Druck zu. Innen ist ein 22 mm starker fetter Zementmörtel aufgebracht, während außen 15 mm starker Beton die Eisenkonstruktion einhüllt. Die Gesamtstärke beträgt demnach 175 mm. Beide Rohre liegen in einem gemeinsamen Bett von gewöhnlichem Beton, um die Last möglichst zu verteilen.

Das Blechrohr hatte in erster Linie die Aufgabe, die Wasserdichtigkeit sicherzustellen. Zu diesem Zweck wollte man ursprünglich die einzelnen Blechrohre durch Schweißungen herstellen und miteinander verbinden. Da aber diese Versuche nach langem Probieren infolge der mangelhaften Hilfsmittel für solche großen Abmessungen aufgegeben waren, schritt man dazu, die Rohre miteinander zu vernieten, was auch nach viermonatlicher Arbeit durch Handnietung zum Ziele führte. Die einzelnen Rohre wurden dabei in einer Länge von 6 m aus Blechtafeln von 3,08 × 1,35 m Größe hergestellt, die äußeren **T**-Eisen angebracht und das fertige Stück auf einem Gelände von 15 vH. Gefälle zum Verwendungsort geschafft. Dort wurden die Rohre, wie Abb. 113

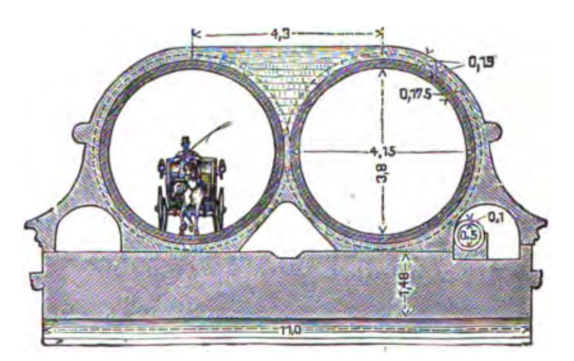


Abb. 112. Syphon von Sosa.

[1]) Vergl. Eng. News 1906, 26. April über das Projekt eines eisernen Rohres von 5,40 m Durchmesser und 32 m Druckhöhe für die Ontario Power Co.

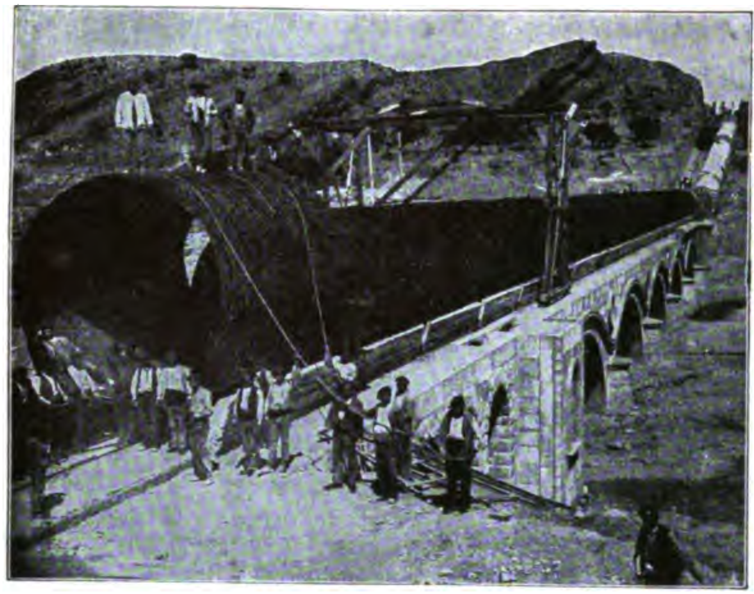


Abb. 113.

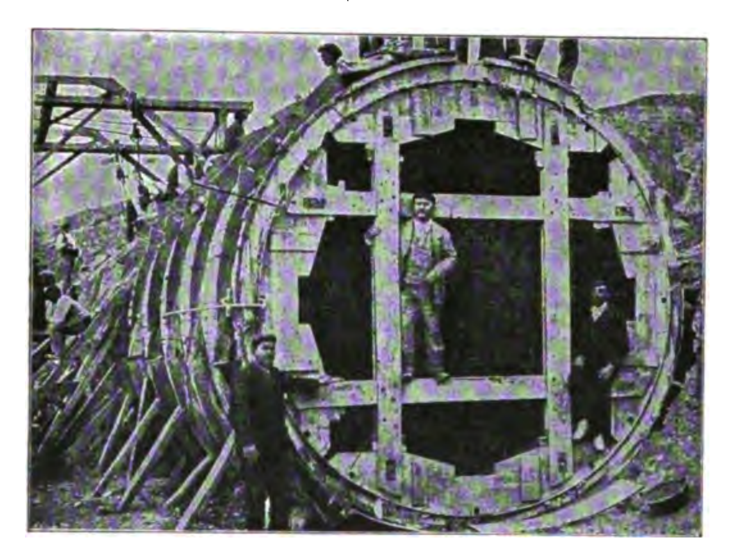


Abb. 114.

Abb. 113 und 114. Montage der Wasserleitung von Sosa.

zeigt, in die richtige Lage gebracht, mit der fertigen Rohrleitung verbunden, zuerst der äußere und dann der innere Betonring aufgebracht (vergl. Abb. 114) und schließlich die Stöße durch besondere Betonmuffen gesichert.

Die Stoßverbindung geschah nach der in Abb. 115 dargestellten Konstruktion. Sie ist der mit 25 m Wasserdruck beanspruchten Strecke entnommen.

Das große Werk wurde in erstaunlich kurzer Zeit vollendet. Die Arbeiten wurden in den letzten Tagen des Juli 1905 begonnen; am 18. Oktober war das erste und am 30. November das zweite Rohr vollendet. Am 15. Dezember, also nach 5 Monaten, stand das ganze Werk betriebsfertig da.

Die Erprobung erfolgte am 2. März 1906 und hatte das Ergebnis, daß trotz der großen Länge der beiden Rohre nur an zwei Stellen nasse Flecken gefunden wurden, die aber bald verschwanden.

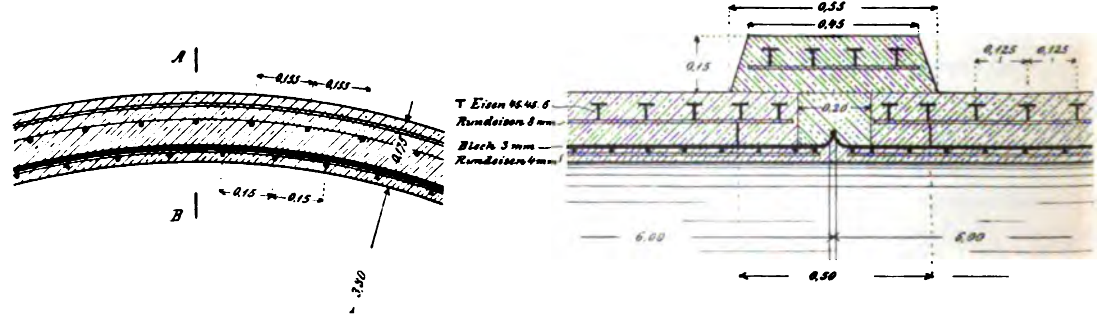


Abb. 115. Stoßverbindung der Wasserleitung von Sosa.

Die Kosten der Leitung betrugen $1^1/_2$ Millionen Pesetas (= Francs).

Für ein rein eisernes Rohr lag ein Angebot der Barcelonaer Maschinenfabrik in Höhe von 3 Millionen Pesetas vor; der Staat hat also durch die Ausführung der Eisenbetonkonstruktion $1^1/_2$ Millionen gespart.

Die Kosten der ganzen Bewässerungsanlage betragen in runder Summe 20 Millionen Pesetas.

Durchlässe bei Comitini auf Sizilien.

Die in Abb. 116 bis 118 dargestellten Durchlässe befinden sich auf Sizilien in der Nähe der Eisenbahnstation Comitini. Dort liegt die Bahn auf einem ziemlich hohen Damm, der auf abschüssigem Gelände und schlechtem Untergrund errichtet worden war. Nach einem starken Regengusse setzte sich deshalb ein Teil des Geländes in Bewegung und nahm den Eisenbahndamm um das in Abb. 117 angegebene Stück mit nach abwärts. Bei der Wiederherstellung des Dammes wurde der Hauptwert darauf gelegt, daß zur schnellen und unschädlichen Abführung der von oberhalb kommenden Regenwässer zwei genügend große Durchlässe geschaffen werden sollten, die außerdem so stark sein mußten, daß sie trotz des schlechten Untergrundes und der Verkehrslast der Bahn ihre ursprüngliche Gestalt nicht veränderten.

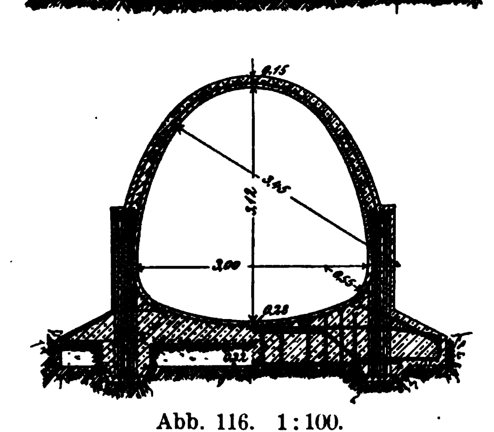


Abb. 116. 1:100. Abb. 117. 1:375.

Abb. 116, 117 u. 118. Durchlässe bei Comitini (Sizilien).

Auf Grund dieser Bedingungen wurden die beiden Durchlässe von der Firma A. Maciachini in Mailand in der vorliegenden Form ausgeführt.

Die Ober- und Unterhäupter der Durchlässe wurden zunächst durch Mauern, die bis auf den tragfähigen Boden gehen, gesichert. Dann wurde ein 1 m starkes Steinbett unter der Sohle verlegt und auf diesem die Durchlässe errichtet, die mit Verzahnungen in das Steinbett eingreifen.

Die Durchlässe sind so berechnet und konstruiert, daß sie bei einer Senkung des Steinbettes imstande sind, diese Stelle zu überbrücken.

Der größere der beiden Durchlässe, der in Abb. 116 dargestellt ist, hat einen lichten Querschnitt von 7,26 m². In die Seitenwände des Durchlasses sind die beiden Hauptträger eingebaut, die eine Höhe von 2,20 m besitzen und oben mit 12 und unten mit 8 Rundeisen von 30 mm Stärke versehen sind. Ober- und Untergurt sind durch schleifenartige Bügel von 30 auf 5 mm Stärke nach dem System Walter Gerard verbunden.

Der obere Teil des Durchlasses wird durch ein Gewölbe gebildet, das im Scheitel 15 und an dem Übergang in die Hauptträger 22 cm stark ist. Die inneren, ringförmigen Eiseneinlagen haben einen Durchmesser von 13 mm und einen Abstand von 15 cm. Die äußeren Einlagen, die nur an dem Übergang des Scheitelgewölbes in die Hauptträger vorhanden sind, haben bei demselben Abstand nur 10 mm Stärke.

Die an den inneren Ringeisen entlangführenden Längsstäbe sind 5 mm stark und mit 20 cm Abstand verlegt.

Die zur Verbindung der Untergurte der Hauptträger dienende Sohlenplatte hat eine Mindeststärke von 28 cm, die sich an einer Verzahnung auf 60 cm erhöht. Die auf der rechten Hälfte gezeichneten starken Quereisen sind 22 mm stark, während die schwächer gezeichneten Einlagen, die nur in der Verzahnung vorhanden sind, eine Stärke von 14 mm besitzen. Letztere sind in jedem Zahn doppelt angeordnet.

Die auf der linken Seite angegebenen, spitzwinklig gebogenen, kürzeren Einlagen sind in einem Abstand von 25 cm und mit einer Stärke von 12 mm angeordnet; sie dienen zur Versteifung der Bodenplatte, die eine möglichst große Grundfläche erhalten sollte. Die auf der linken Seite angegebenen Längsstäbe der Sohle sind 8 mm stark und mit 19 cm Abstand verlegt.

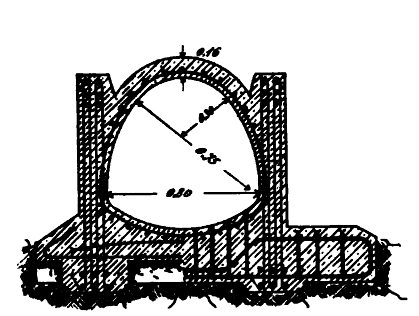


Abb. 118. 1:40
Abb. 117 und 118. Durchlaß bei Comitini auf Sizilien.

Der zweite Durchlaß, der in Abb. 117 und 118 dargestellt ist, hat nur 0,8 m² lichte Fläche. Die Anordnung der Hauptträger, des Scheitelgewölbes und der Sohlplatte ist nahezu dieselbe wie bei dem ersten Durchlaß; nur reichen die Hauptträger infolge des kleinen Querschnitts bis an den Scheitel des Gewölbes.

Der Obergurt der Hauptträger ist mit 6 Eisen von 22 mm und der Untergurt mit der gleichen Anzahl von 23 mm Stärke ausgestattet. Die Bügel, welche den Ober- und Untergurt miteinander verbinden, sind 5 mm stark.

Das Scheitelgewölbe ist 160 mm stark und durch Längsstäbe von 5 mm Stärke versteift.

Die starken Quereisen der Sohle haben 18 und die schwächeren 8 mm Stärke.

Düker der Karawankenbahn.

In Bau-Kilometer 1,738 der Teilstrecke Villach—Rosenbach der österreichischen Karawankenbahn kreuzte die Bahnlinie ein bestehendes Oberwassergerinne. Der Wasserquerschnitt betrug 1,90 × 1 m. Der Wasserspiegel konnte von der Höhe +516,20 auf die Höhe +515,43, also um 77 cm herabgedrückt werden. Der Düker ist in Abb. 119 und 120 dargestellt. Er besitzt

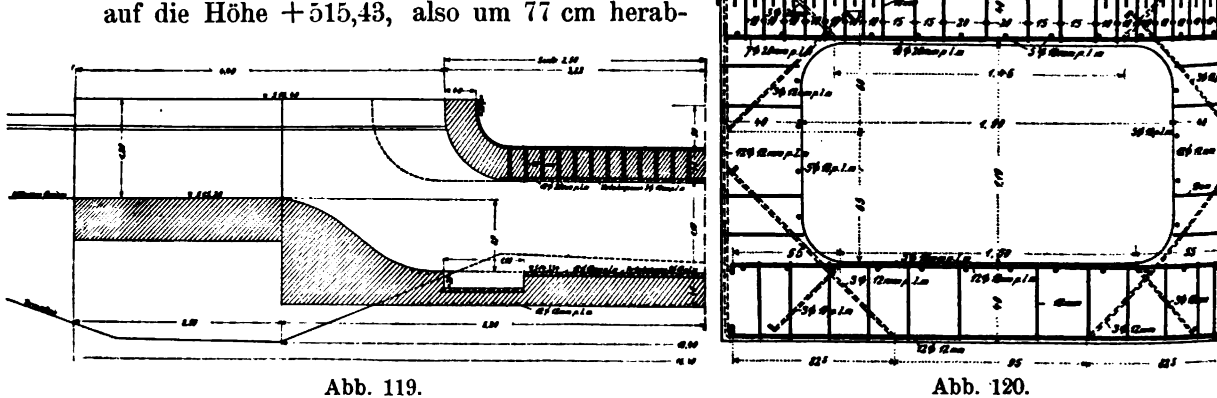


Abb. 119. Abb. 120.
Düker der Karawankenbahn.[1])

[1]) Beton u. Eisen, 1907, S. 93.

einen rechteckigen Querschnitt von 1,90 auf 1,10 m lichter Weite bezw. Höhe; die Betonstärke der Wandungen beträgt 40 cm.

Die Innenflächen erhielten einen mit Stahlhobeln hergestellten, glatten Zementputz, um auf diese Art eine genügende Wasserdichtigkeit zu erzielen.

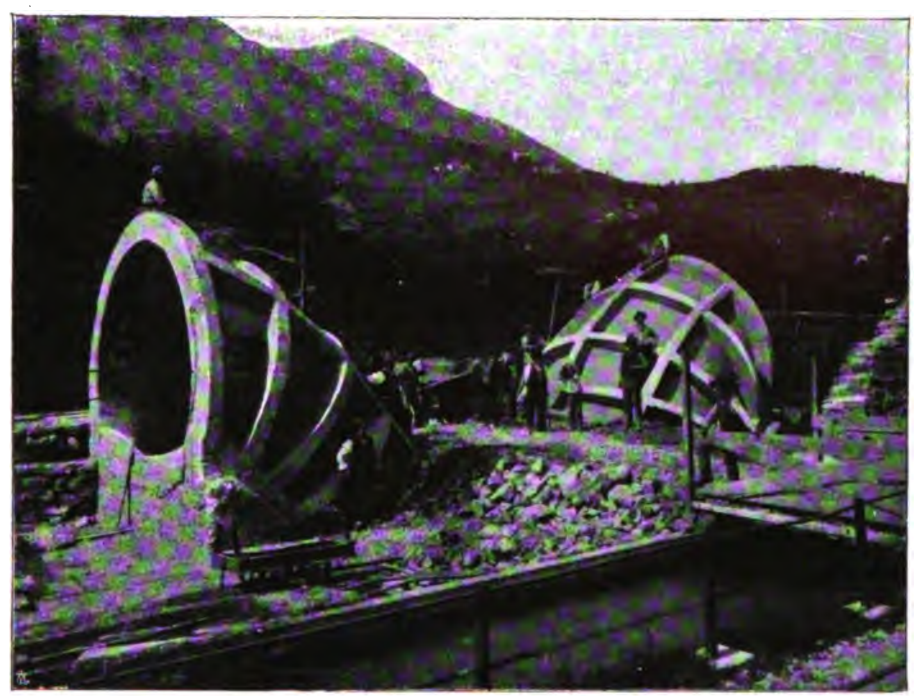


Abb. 121.

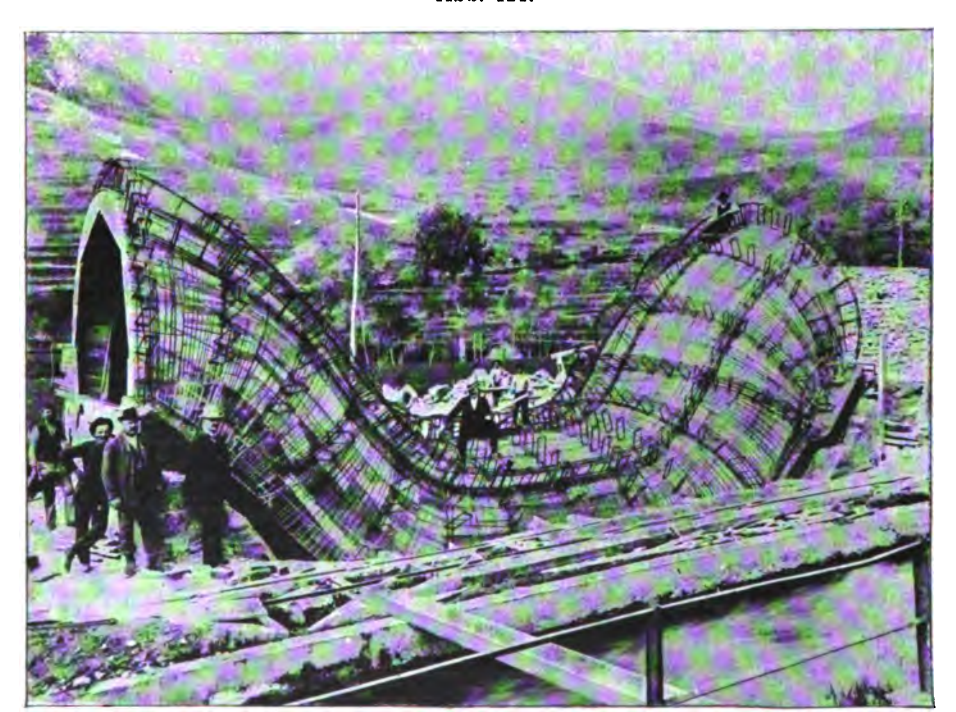


Abb. 122. Abb. 121 u. 122. Düker für den Kanal von Cotonificio Ottolini.[1])

[1]) Il Cemento, 1907, S. 78.

Der in Abb. 121 u. 122 dargestellte Düker wurde im Jahre 1905 für den Kanal von Cotonificio Ottolini hergestellt. Ein zweiter Düker von ähnlichen Abmessungen liegt ungefähr 500 m talwärts. Beide haben den Zweck, die Kanalwässer, die für die Sekunde 11 m^3 betragen, unter zwei Verkehrsstraßen hindurchzuleiten.

Das freie Profil der Düker hat 12 m^2 Querschnitt; die Länge beträgt bei dem oberen 8,60 m, bei dem unteren 11 m. Die Sohle liegt 6 m unter der Oberfläche.

In den Abbildungen ist das Eisengerippe mit der inneren Schalung und der fertige Dücker dargestellt. Die Ausführung fand durch die Società Bresciana Cementi e Costruzioni in Brescia statt.

8. Allgemeines über Aquadukte und Kanalbrücken.

Die im Zuge einer Wasserleitung oder eines Schiffahrtskanals liegenden Geländeeinschnitte werden entweder durch Dämme oder durch Bauwerke überwunden. Tragen diese Bauwerke brückenartigen Charakter, so bezeichnet man sie als Aquadukte oder Kanalbrücken. Für das lateinische Wort Aquadukt bietet das deutsche Wort Wasserleitungsbrücke einen passenden Ersatz. Ein prinzipieller Unterschied zwischen den Aquadukten und Kanalbrücken und den sonstigen Brücken ist nicht vorhanden; es tritt lediglich an die Stelle der Brückenfahrbahn das Wasserrohr oder das Kanalbett. Aquadukte und Kanalbrücken sind aus Stein, Holz, Eisen und in der Neuzeit auch aus Eisenbeton ausgeführt worden.

Betreffs der allgemeinen Anordnung dieser Brücken, der Lage der Achsen, der Höhenverhältnisse, der Anzahl und Größe der Öffnungen, der Gefälleverhältnisse, der Profilformen und Profilgrößen sei auf den von dem Schreiber dieses Kapitels bearbeiteten Teil des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften, Verlag von Wilhelm Engelmann in Leipzig, II. Teil, II. Band, II. Kapitel verwiesen.

Der Vollständigkeit halber sei jedoch folgendes angeführt. Bei kleinen Aquadukten läßt man den normalen Querschnitt und das normale Gefälle unverändert durchgehen. Bei grösseren Bauwerken wird jedoch das Gefälle verstärkt, um infolge der vergrößerten Geschwindigkeit kleinere Profile zu erhalten und so die Kosten zu vermindern.

Die Kanalbrücken werden meistens mit horizontalem Wasserspiegel ausgeführt, da die Schiffahrtskanäle in der Regel kein Gefälle besitzen. Ist jedoch der Kanal mit Gefälle angelegt, so wird entweder dieses Gefälle auf die Brücke übertragen oder es wird, namentlich bei längeren Bauwerken, im Gegensatz zu den Wasserleitungsbrücken eher etwas verkleinert, weil die glatten Wände der Kanalbrücken sowieso eine größere Wassergeschwindigkeit ergeben als die rauhen Böschungen des normalen Kanalprofils.

Für das Profil der Aquadukte kommen alle die Querschnitte in Betracht, die in den vorhergehenden Abteilungen bei den rohrförmigen Leitungen behandelt worden sind. Die bei den Stein-, Holz- und Eisenkonstruktionen nötigen Rücksichten auf den Baustoff kommen bei den Eisenbetonkonstruktionen fast in Wegfall, da dieser Baustoff sich beinahe jeder Form bedingungslos anschmiegt. Bei Kanalbrücken trifft man als Querschnitt das Rechteck und das Trapez.

Nachdem das Gefälle und das Profil festgelegt ist, werden die Größenverhältnisse der Aquadukte und Kanalbrücken durch Rechnung ermittelt. Bei Aquadukten werden nun diese berechneten Abmessungen meistens bedeutend vergrößert, um spätere Vergrößerungen der Aquadukte zu erleichtern oder innere Revisionen des Bauwerks zu ermöglichen. Sehr oft findet man auch ein zweiteiliges Profil angeordnet. Diese Teilung gewährt eine größere Betriebssicherheit, da Reparaturen ohne Betriebsstörung vorgenommen werden können. Bei Kanalbrücken findet eine Vergrößerung der berechneten Abmessungen in der Regel nicht statt; eher trifft man eine Verkleinerung

des normalen Profils, insofern, als größere Bauwerke für das Passieren nur eines Schiffes bemessen werden, während das normale Profil zwei Schiffen Raum gewährt.

9. Konstruktionsbedingungen für Aquadukte und Kanalbrücken.

Bei der Konstruktion der Aquadukte und Kanalbrücken ist hauptsächlich darauf hinzuarbeiten, die Entstehung von Rissen möglichst zu verhüten. Man darf deshalb die Spannweiten nicht zu groß wählen und muß sogenannte Dilatationen anordnen, die ein unschädliches Ausgleichen der Temperaturspannungen ermöglichen. Ferner ist eine gute Abdichtung des Wasserbettes eine Hauptbedingung für den Bestand des Bauwerks.

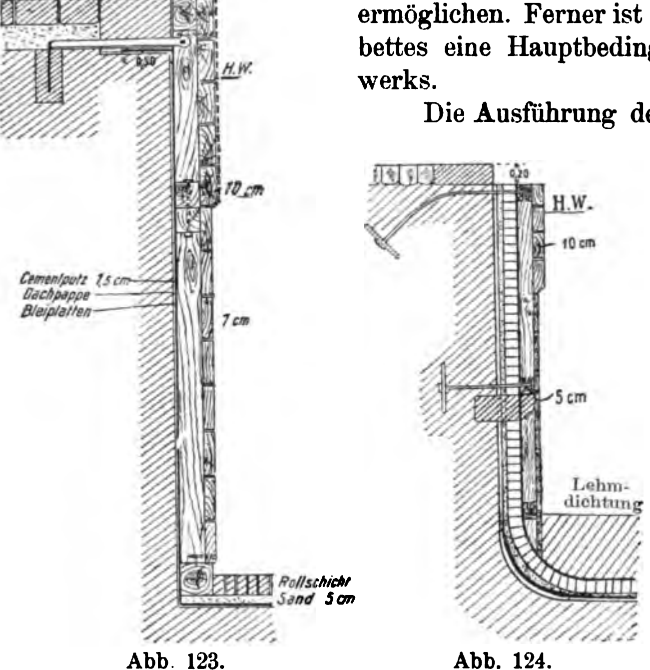


Abb. 123. Abb. 124.
Abdichtung des Kanalbettes.

Die Ausführung der Dilatationen und Abdichtungen bei Stein-, Holz- und Eisenkonstruktionen ist in dem erwähnten Kapitel des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften ausführlich behandelt; außerdem wird auf den Beton-Kalender 1907, II. Teil und die nachfolgenden Beschreibungen verschiedener Eisenbetonkonstruktionen verwiesen.

Dasselbe gilt betreffs des Anschlusses der Aquadukte und Kanalbrücken an die benachbarten Strecken, betreffs des Anschlusses der Leinpfade, der Anordnung von Abschluß- und Leerlaufvorrichtungen usw.

In Abb. 123 und 124 sind zwei verschiedene Abdichtungen des Kanalbettes dargestellt. Die erste ist mit Bleiplatten von 3 mm Stärke ausgeführt, deren Fugen durch Lötung geschlossen sind. Bei der Abdichtung in Abb. 124 sind zwei Lagen Asphalt, eine harte und eine weiche, aufgebracht. Bei beiden Abdichtungsarten ist die Sohle durch eine Rollschicht bezw. eine Lehmschicht und die Seitenwände durch Bohlwände gegen Beschädigungen gesichert.

10. Beschreibung ausgeführter Anlagen von Aquadukten und Kanalbrücken.

Aquadukt der Wasserleitung von Salt Lake City.[1])

Der als Aquadukt ausgebildete Teil der Wasserleitung der Stadt Salt Lake City in Utah, Vereinigte Staaten von Nord-Amerika, ist in Abb. 125 dargestellt. Betreffs der Wasserleitung selbst vergl. S. 533. Die Leitung, welche mit dem normalen Querschnitt durchgeführt ist, ruht auf Betonpfeilern, die einen Achsabstand von 4,60 m besitzen. Die tragenden Seitenwände sind 15 cm stark und nach der Außenfläche zu mit 9,5 mm starken, senkrecht verlaufenden Eiseneinlagen ausgestattet. Der Abstand der Eiseneinlagen wächst vom Auflager nach der Mitte zu.

Die Deckplatte ist 10 cm stark und mit 9,5 mm starken Eiseneinlagen, die in einem Abstand von 15 cm verlegt sind, ausgestattet.

[1]) Zement und Beton 1906, S. 193.

Die Bodenplatte ist mit denselben Eiseneinlagen wie die Seitenwände versehen. Außerdem sind aber noch 38 mm starke, parabolisch gekrümmte Einlagen angeordnet. Diese haben anscheinend den Zweck, die Platten in horizontaler Richtung zu versteifen.

Ausdehnungsfugen sind in der Mitte eines jeden Pfeilers vorhanden.

Als Mischungsverhältnis des Betons ist angegeben: 1 Gewichtsteil Portlandzement, 2,5 Gewichtsteile Sand und 4 Gewichtsteile Kies. Die Korngröße des Kieses soll 25 mm nicht überschreiten und die unter 6 mm starken Kiesteile sollen höchstens 5 vH. der Kiesmenge ausmachen.

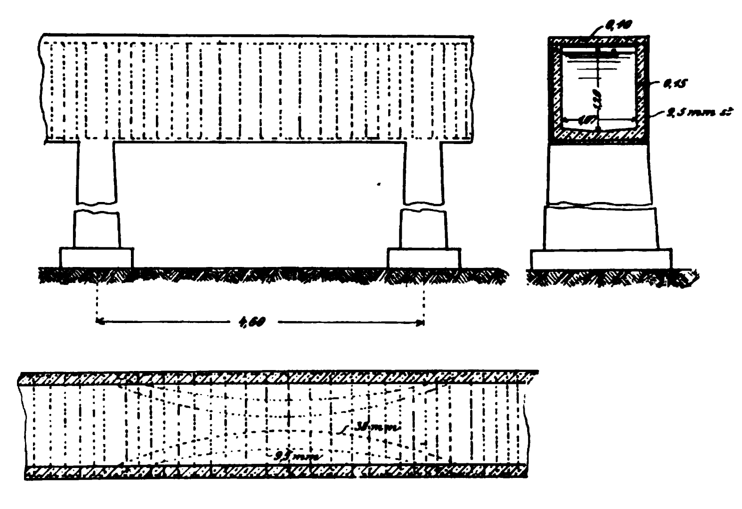


Abb. 125. 1:100.
Aquadukt der Wasserleitung von Salt Lake City.

Als Eiseneinlagen sollen ausschließlich Ransomestäbe verwendet werden.

Die Ansichtsflächen des gesamten Aquaduktes sollen einen dünnen, mit der Bürste aufgetragenen Überzug erhalten, der aus einem Teil Portlandzement und einem Teil feinem Sand besteht.

Mühlgerinne bei Rauch, Mühlau.

Das in Abb. 126 und 127 dargestellte Mühlgerinne bei Rauch, Mühlau, Österreich ist eigentlich nicht als Gerinne, sondern als Aquadukt zu bezeichnen, da es des schlechten Untergrundes wegen auf Pfeilern fundiert ist.

Die Eisenbetonkonstruktion ist von der Firma Pittel u. Brausewetter in Wien erbaut worden als Ersatz für eine Holzkonstruktion. Diese führte an einer steilen Berglehne entlang, war als offenes Gerinne ausgebildet und ebenfalls von gemauerten Pfeilern unterstützt; sie endigte in einem Holzkasten, von welchem das Wasser in eine eiserne Druckrohrleitung überging. Unmittelbar vor dem Kasten war ein Überfall angeordnet, um das nicht benötigte Wasser direkt an der Lehne herab in einer Holzrinne zu Tal zu führen.

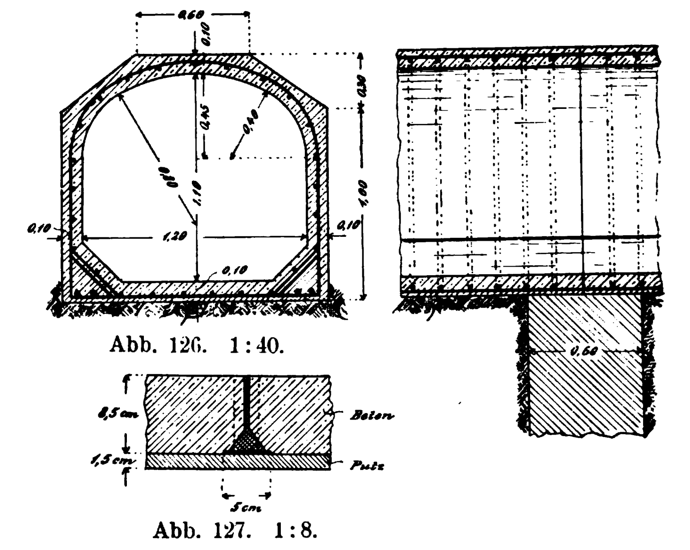


Abb. 126. 1:40.

Abb. 127. 1:8.

Abb. 126 u. 127. Mühlgerinne bei Rauch, Mühlau.

Die Holzkonstruktion war nun an dem Überfall fast immer undicht, und das

durchsickernde Wasser drohte infolge des stetigen Wegschwemmens des Erdreichs das Hauptgerinne zu unterspülen.

Da außerdem die Leistungsfähigkeit des offenen Gerinnes nicht mehr genügend war, entschloß man sich zum Neubau einer geschlossenen Leitung und verlegte hierbei den Überfall vom Ende der Leitung an deren Anfang. Die neue Leitung, die eine Länge von 70 m und ein Gefälle von 50 cm besitzt, ist demnach an ihrem Anfang einem Wasserdruck von 50 cm und an ihrem Ende einem solchen von 1 m ausgesetzt. An diesem Punkt geht die Eisenbetonkonstruktion unmittelbar in das Eisenrohr über.

Die lichte Höhe der Leitung beträgt 1,10 m, die lichte Weite 1,20 m. Die Seitenwände, der Boden und die Decke sind 8,5 cm stark, mit 1,5 cm starkem Innenputz versehen und an den Ecken entsprechend verstärkt. Die senkrecht zur Achse verlaufenden Eiseneinlagen sind 7 mm stark und mit 15 cm Abstand verlegt, während die Längseisen bei demselben Abstand nur 5 mm Stärke besitzen.

In dem verstärkten, unteren Teil der Seitenwände sind zur Vergrößerung der Tragfähigkeit je zwei Rundeisen von 10 mm Stärke angeordnet. Der Pfeilerabstand beträgt 4 m.

Im Abstand von jeweils 8 m sind Dilatationsfugen nach Abb. 127 angeordnet. Der durch die beiden Betonkörper und den Blechstreifen gebildete prismatische Hohlraum wurde nach vollständiger Fertigstellung des Aquadukts und nach Vollendung des Innenputzes mit einer Mischung von Unschlitt und Kolophonium in heißem Zustande ausgegossen.

Aquadukt der Wasserkraftanlage des Simplontunnels.

Für die Wasserkraftanlage des Simplontunnels wurde im Jahre 1898 ein Kanal erbaut, der bei 3200 m Gesamtlänge einen Kostenaufwand von 330 000 Fr. verursachte.

Der Kanal zeigt zum größten Teil den in Abb. 128 dargestellten Querschnitt. Er mußte infolge seiner Höhenlage als Aquadukt ausgeführt werden; nur 223 m sind als Stollen ausgebildet.

Der Kanal wurde von dem Ingenieur M. S. de Mollins in Lausanne entworfen und von der Firma M. A. Ferrari in Lausanne in außerordentlich kurzer Zeit ausgeführt.

Der Kanal hat 1,90 m lichte Weite und Höhe, 10 cm starke Seitenwände, eine 10 bis 13 cm starke Decke und einen 12 bis 15 cm starken Boden. Die Lage und Stärke der Eiseneinlagen ist aus der Zeichnung ersichtlich.

Der Aquadukt besitzt 596 aus Mauerklötzen oder Betonpfeilern hergestellte Unterstützungen, die in einem Abstand von 5 m von Mitte zu Mitte angeordnet sind. Nur an dem Übergang über die Furkastraße mußten die Pfeiler 10 m Abstand erhalten. Die tragenden Seitenwände sind an dieser Stelle entsprechend verstärkt (vergl. Abb. 133). Die Dilatationsfugen des Bodens sind in Abb. 130 dargestellt; sie wurden nach Fertigstellung des Kanals mit Zement ausgegossen und haben sich als vollständig dicht erwiesen. Die Dilatationen der Wände wurden nur soweit als nötig mit ähnlichen Vorrichtungen versehen, die aus einem Wellblech bestanden, das die Fuge zuschloß und eine kleine Bewegung gestattete.[1])

In der Decke des Kanals sind in einem Abstand von 100 bis 200 m Mannlöcher angebracht, um einer Überfüllung des Kanals vorzubeugen und Revisionen des Inneren zu gestatten. Gegen den Steinschlag der anliegenden Abhänge ist der Kanal durch eine Decklage von Hausteinen geschützt.

Das Gefälle des Kanals beträgt 1,2 vT. und die Wassergeschwindigkeit 2 m in der Sekunde.

---

[1]) Vergl. Reisebericht von Dr. v. Emperger. Beton u. Eisen. 1902 bezw. Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-V. 1902.

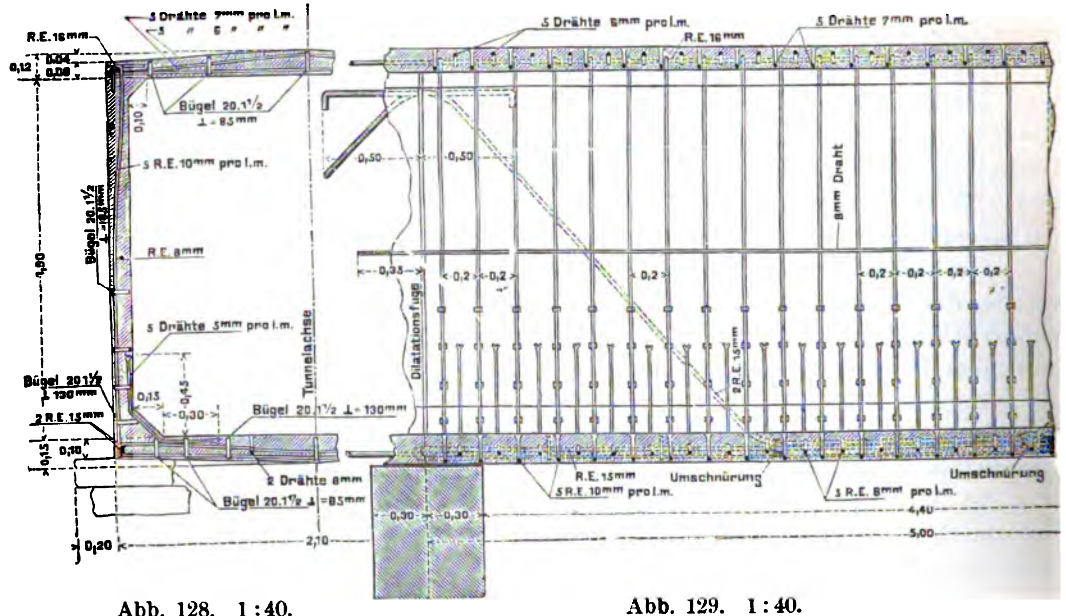


Abb. 128. 1 : 40.
Querschnitt.

Abb. 129. 1 : 40.
Längenschnitt.

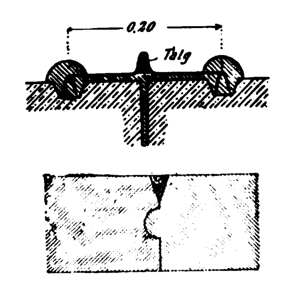


Abb. 130. 1 : 10.
Dilatationsvorrichtungen der Wände u. des Bodens.



Abb. 132. Lage des Kanals an der Kapelle von Hohenfluh.

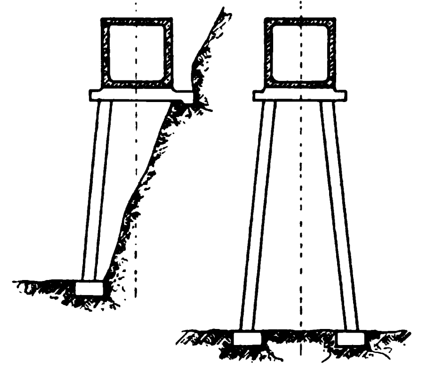


Abb. 131. 1 : 250.
Pfeilerausbildungen.



Abb. 133.
Überführung des Kanals über die Furkastraße.

Abb. 128 bis 133.
Aquadukt der Wasserkraftanlage des Simplon-Tunnels.

Der Araxes-Aquadukt bei Tolosa.

Eine ähnliche Konstruktion findet sich bei dem Araxes-Aquadukt (vergl. Abb. 134 und 135).

Dieser Aquadukt wurde als Kraftwasserkanal für die Papierfabrik von Araxes, die 2 km von der Stadt Tolosa entfernt liegt, errichtet; er stellt an der Fabrik ein



Abb. 134.

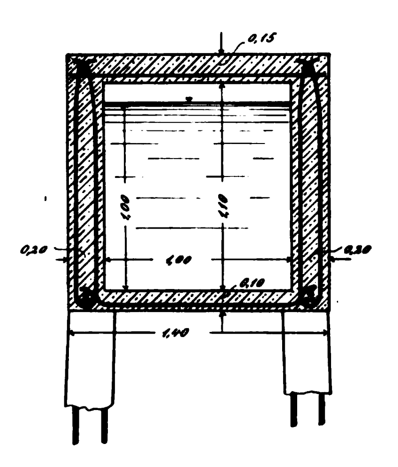


Abb. 135. 1 : 40.

Abb. 134 und 135. Araxes-Aquadukt bei Tolosa.

Gefälle von 30 m zur Verfügung, wodurch 400 Pferdestärken erzeugt werden. Der Aquadukt überspannt mit einer Gesamtlänge von 60 m, die in 5 Öffnungen von je 12 m eingeteilt ist, den Araxesfluß und die von Tolosa nach Navarra führende Straße letztere in einer Höhe von 13 m.

Der Querschnitt des Aquadukts ist, wie aus Abb. 135 hervorgeht, rechteckig mit 1 m lichter Breite und 1,10 m lichter Höhe ausgebildet. Die tragenden Seitenwände sind 20 cm, der Boden 10 cm und die Decke 15 cm stark. Die unteren Eiseneinlagen der Seitenwände sind 34 mm, die oberen 30 mm stark. Beide Einlagen sind durch 6 mm starke Eisendrähte in 25 cm Abstand miteinander verbunden und dann mit einem Drahtgeflecht von 18 auf 60 mm Maschenweite versehen worden.

Die Pfeiler sind 25 × 25 cm stark und besitzen einen Anzug von 1 : 20. Die Fußplatten der Pfeiler sind aus 60 cm im Geviert großen und 20 cm starken Betonplatten hergestellt, die mit einer Eisenplatte von 50 cm Größe und 5 mm Stärke ausgestattet sind. Die Armierung der Pfeiler besteht aus 4 Eisenstäben von je 30 mm Durchmesser; die Bügel sind mit 50 cm Abstand angeordnet.

Der unterste Teil der Pfeiler ist bis zur Hochwasserhöhe aus Bruchsteinmauerwerk 1 m stark hergestellt worden.

Das ganze Werk wurde von Ribéra in der kurzen Zeit von 2 Monaten fertiggestellt und hat sich beim Ausrüsten als vollkommen sicher bewiesen.

Aquadukt in Massena in Algier.

Der in Abb. 136 und 137 dargestellte Aquadukt in Massena in Algier besitzt eine Gesamtlänge von 90,85 m, die durch 6 Öffnungen von je 15 m Spannweite überbrückt ist. Die einzelnen Bogen und die wasserführende Rinne sind in Eisenbeton-

[1]) Vergl. Puentes de Hormigon Armado por D. José Eugenio Ribéra. Madrid 1903.

konstruktion ausgeführt. Die Eiseneinlage der Bogen, welche einen Stich von $^1/_{10}$ der Spannweite erhalten haben, bestehen aus drei T-Eisen von 80 mm Höhe und 10,65 kg Gewicht für 1 lfd. m. Sie sind in einem Abstand von 36 cm verlegt und durch Querstäbe miteinander verbunden (vergl. Abb. 137).

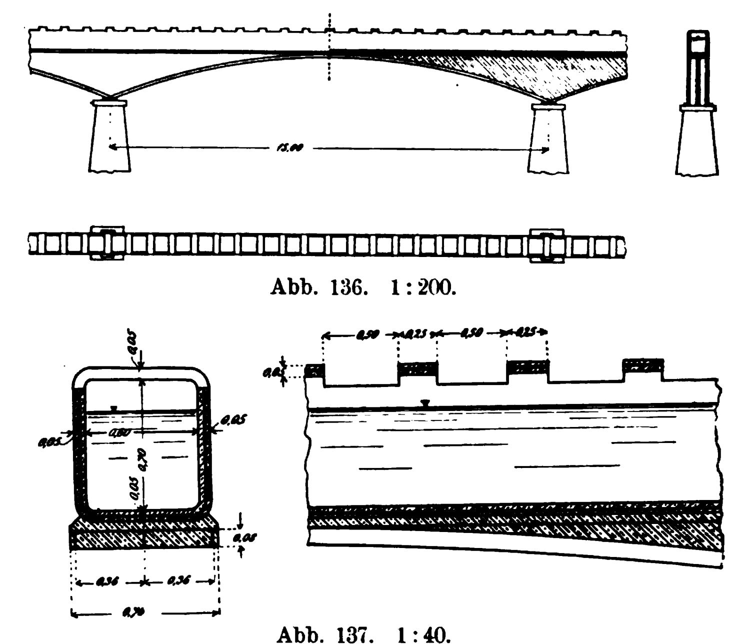


Abb. 136. 1 : 200.

Abb. 137. 1 : 40.

Abb. 136 und 137. Aquadukt in Massena (Algier).

Die Eisenbetonkonstruktion der wasserführenden Rinne, die eine Breite von 60 cm und eine Höhe von 70 cm besitzt, ist nach dem System Monier ausgeführt. Die Wandstärke beträgt durchweg 5 cm. Die Eiseneinlagen bestehen aus Rundstäben von 5 mm Stärke und sind mit einer Maschenweite von 50 mm angeordnet.

Die Betonmischung des Bogens besteht aus 1 m³ Kies, 0,3 m³ Sand und 250 kg Zement, während für die Betonmischung der wasserführenden Rinne 1 m³ Sand und 700 kg Zement verwendet wurden. Der Innenputz der wasserführenden Rinne wurde aus einer Mischung von 1 m³ feinem Sand und 800 kg Zement hergestellt.

Die Seitenwände der wasserführenden Rinne sind durch einzelne Verbindungsstücke von 25 cm Breite, die in einem Abstand von 50 cm angeordnet sind, miteinander versteift. Die Eiseneinlage der Seitenwände ist durch diese Verbindungsstücke hindurchgeführt. Die Verbindungsstücke haben außerdem den weiteren Zweck, dem Wärter, welchem die Aufsicht über die Wasserleitung obliegt, eine Begehung des Aquadukts zu ermöglichen.

Da die Länge des Aquadukts eine ziemlich beträchtliche ist, mußten Vorkehrungen getroffen werden, um die elastischen Formveränderungen des Bauwerks ohne Schaden für dasselbe vor sich gehen zu lassen. Zu diesem Zweck sind an den beiden Enden des Aquadukts Dilatations-Vorrichtungen angebracht, die eine Wasserabdichtung aus Holz besitzen.

Aquadukt von Lalla Aouda bei Orléansville in Algier.

Eine ähnliche Ausbildung der wasserführenden Rinne zeigt der in Abb. 138 dargestellte Aquadukt von Lalla Aouda bei Orléansville. Der Aquadukt stammt aus dem Jahre 1895. Der Querschnitt geht unverändert durch und überspannt auf diese

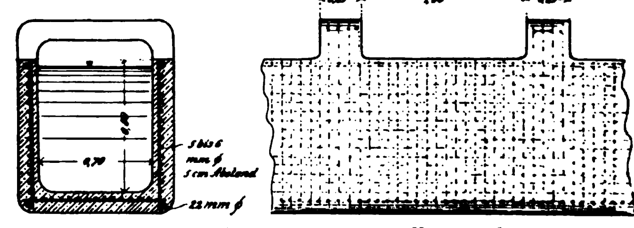


Abb. 138. 1 : 40. Aquadukt von Lalla Aouda (Algier).

Weise ein Mittelfeld von 8 m und zwei Seitenfelder von je 4 m. Die Stärke der Eiseneinlagen ist in der Abbildung angegeben; sie bestehen aus einem oberen und einem unteren Rundeisen von 22 mm Stärke, die durch ein Gitter von 5 mm starken Eisenstäben mit 50 mm Maschenweite miteinander verbunden sind.

Die Seitenwände sind durch obere Verbindungsstücke von 25 cm Breite in regelmäßigen Abständen von 1 m gegeneinander versteift.

Übergangssteg und Aquadukt im neuen Bahnhof Triest.[1])

Dieses Bauwerk ist bei dem Umbau des Bahnhofes als Ersatz für einen eisernen Fachwerkträger errichtet worden, der früher an derselben Stelle sich befand und

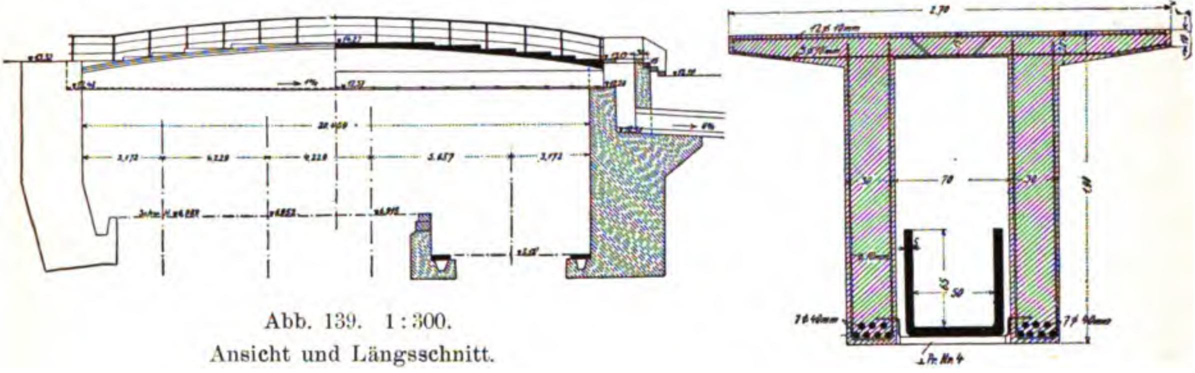


Abb. 139. 1 : 300. Ansicht und Längsschnitt.

Abb. 140. 1 : 45. Querschnitt durch die Mitte.



Abb. 141. Schaubild.

Abb. 139 bis 141. Übergangssteg und Aquadukt im neuen Bahnhof Triest.

auch einen Abwasserkanal über die Bahn zu tragen hatte.

Da die Konstruktionshöhe an den Auflagern beschränkt war, die Lichtweite jedoch über 20 m betrug, so wurde die Trägerhöhe nach der Mitte zu vergrößert und zur Überwindung dieses Höhenunterschiedes auf beiden Seiten je 7 Stufen in den Gehweg eingelegt. Die Breite dieser Stufen ist der Bogenform entsprechend verschieden groß. Die Breite des Gehwegs beträgt 2,70 m; er ist über den Hauptträgern, die nur 70 cm Abstand im Lichten besitzen, beiderseits konsolenartig ausgekragt.

Der Kanal fließt in einem Moniergerinne von 5 cm Wandstärke, das zwischen den beiden Hauptträgern frei beweglich angeordnet ist.

[1]) Beton u. Eisen 1907, S. 68.

Aquadukt des Elektrizitätswerkes Mühlbach in Siebenbürgen.

Die in allen Einzelheiten vorzüglich durchgebildete und in ihren Abmessungen bedeutende Anlage ist in Abb. 142 bis 146 dargestellt.

Der Aquadukt bildet den Hauptbestandteil des Elektrizitätswerkes in Mühlbach in Siebenbürgen, welches die Wasserkraft des Sebesflusses auf eine Strecke von

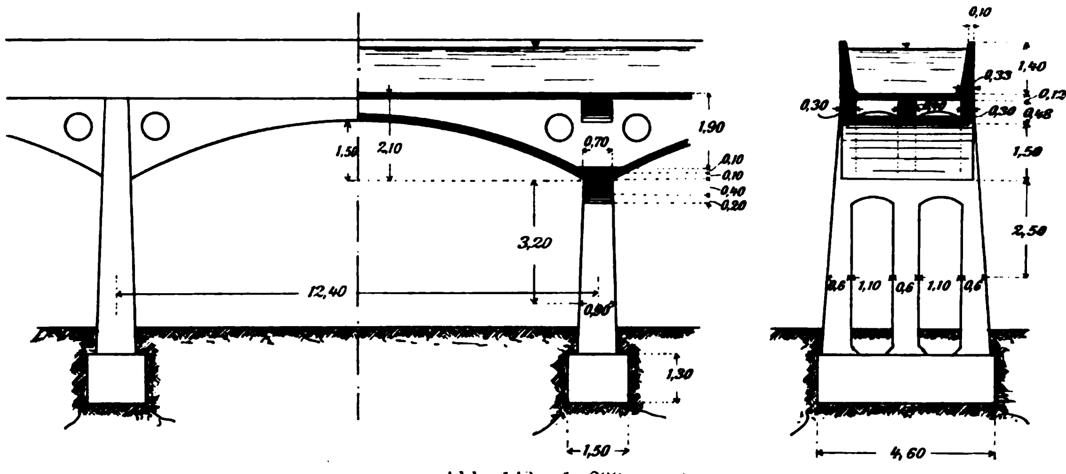


Abb. 142. 1 : 200.

2 km ausnutzt. Zu diesem Zwecke ist in den Fluß ein Grundwehr eingebaut, um sekundlich 8 m³ Wasser zu entnehmen. An das Wehr schließt sich ein aus Erddämmen hergestellter Kanal von 600 m Länge und an diesen der Aquadukt mit 1193 m Gesamtlänge an.



Abb. 143.

Das zur Verfügung stehende Gefälle beträgt bei der Zentrale 11,86 m, welchem eine Leistung der Elektrizitätsanlage von 950 Pferdestärken entspricht.

Das Gerinne des Aquaduktes besitzt einen Wasserquerschnitt von 3,72 m². Es ist in Eisenbeton ausgeführt und ruht in einer Länge von 260 m auf massiven Längsmauern aus Beton. Der ganze übrige Teil wird von 75 Eisenbetonbogen getragen, die auf schlanken Pfeilern errichtet sind. Die lichte Spannweite der brückenförmigen Bogenöffnungen beträgt 11,70 m. Die Pfeiler sind nach der Geländehöhe verschieden hoch und erreichen eine größte Höhe



Abb. 144.

Abb. 142—146. Aquadukt des Elektrizitätswerkes Mühlbach in Siebenbürgen.

von 5,60 m. Der Boden, ein gut gelagerter Schotter, wird mit 2 kg auf 1 cm^2 belastet.

Am Gerinne ist ein 65 cm breiter Gehsteg befestigt (vergl. Abb. 144).

Um die durch Temperatur-Schwankungen hervorgerufenen Längenänderungen unschädlich zu machen, sind in den Wandungen des Gerinnes Dilatationsfugen angeordnet, welche mit verzinktem Eisenblech verschlossen sind.



Abb. 145.



Abb. 146.

Abb. 142 bis 146. Aquadukt des Elektrizitätswerkes Mühlbach in Siebenbürgen.

Das Werk ist $1^1/_2$ Jahr im Betrieb und haben sich Mißstände bis jetzt nicht gezeigt.

Das Bauwerk ist von der Firma Adolf Baron Pittel in Wien projektiert und ausgeführt worden. Der Entwurf, welcher von Herrn k. k. Baurat Dr. Fr. v. Emperger begutachtet wurde, rührt von Herrn Dr. Milankovitsch, Ingenieur der Firma Pittel, her.

Kanalbrücke in Onigo di Piave, Italien.[1])

Diese Kanalbrücke überführt einen Wasserquerschnitt von 10 m Breite und 1,70 m Tiefe über eine Spannweite von 19 m. Der Stich des Gewölbes beträgt 2,75 m und die Stärke 0,60 m im Scheitel und 0,90 m an den Kämpfern.

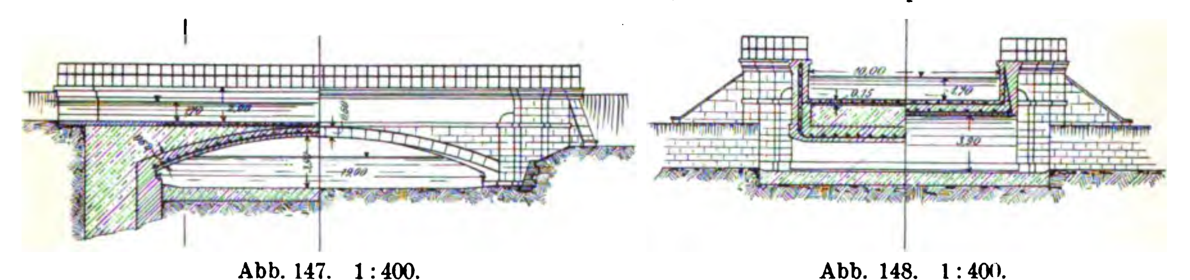


Abb. 147. 1 : 400. Abb. 148. 1 : 400.

Abb. 147 und 148. Kanalbrücke in Onigo di Piave in Italien.

Die aus T-Eisen und Rundeisen bestehenden Einlagen sind nicht nur in dem Gewölbe und den Seitenwänden der Brücke, sondern auch in der Sohle des Kanals angeordnet, wie aus dem Querschnitt und dem Längenschnitt hervorgeht.

[1]) Vergl. Eisenbeton von L. Christophe, abgedruckt in Zement und Beton 1904. Nr. 1. S. 178.

Die Brücke wurde von dem Mailänder Haus G. Odorico erbaut und hat einen Kostenaufwand von 32 000 Mark verursacht.

Aquadukt bei Neunkirchen.

Der in Abb. 149 und 150 dargestellte Aquadukt bei Neunkirchen besitzt eine Gesamtlänge von 19,65 m. Er bildet die Überführung über eine Straße, die mit 2 Öffnungen von je 7,90 m lichter Weite unter dem Bauwerk hindurchgeht.

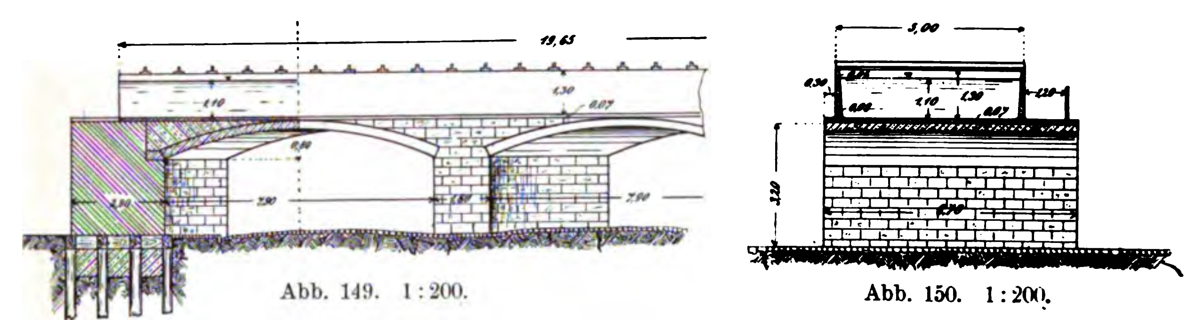


Abb. 149. 1 : 200. Abb. 150. 1 : 200.

Abb. 149 und 150. Aquadukt bei Neunkirchen.

Sowohl die Gewölbe, als auch die wasserführende Rinne sind in Eisenbetonkonstruktion von der Firma G. A. Wayss u. Co. hergestellt. Die Gewölbe besitzen in der Mitte 10 cm und an den Widerlagern 27 cm Stärke. Die wasserführende Rinne ist im Boden 7 cm und in den Wänden oben 6 und unten 8 cm stark. Die Breite der wasserführenden Rinne, von Außenkante bis Außenkante gemessen, beträgt 5 m; sie besitzt eine Höhe von 1,30 m, während der Wasserspiegel



Abb. 151.[1])

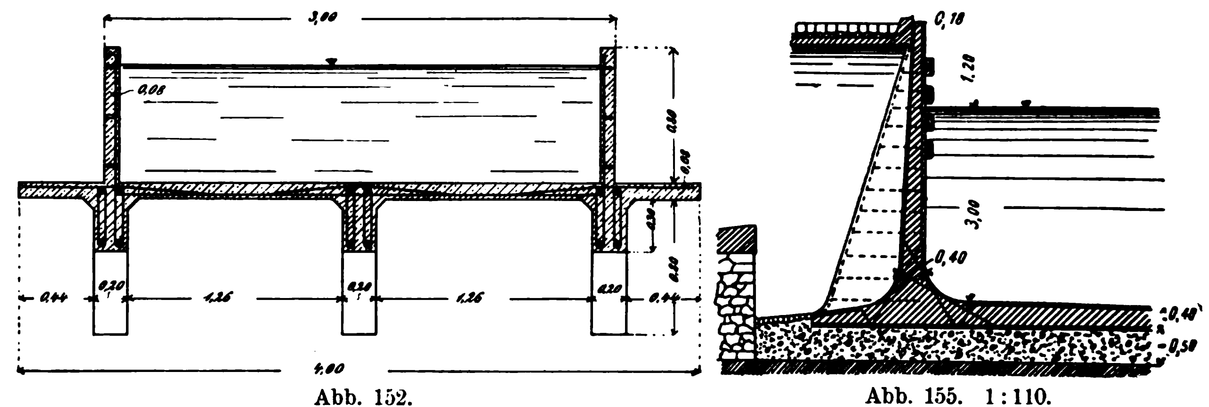


Abb. 152. Abb. 155. 1 : 110. Querschnitt.

Abb. 151 und 152. Aquadukt bei Leubringen, (Evilard) Schweiz.

1,10 m hoch ist. Die obere Querverbindung ist durch T-Eisen, welche mit 1 m Abstand verlegt sind, hergestellt. Neben der wasserführenden Rinne ist auf der

[1]) Aus Beton u. Eisen 1905, S. 129.

Abb. 153. 1 : 350.

Abb. 154. 1 : 400.

Abb. 153—155. Kanalbrücke.[1])

Abb. 156. 1 : 500.

Abb. 157. 1 : 133.

Abb. 156—158. Aquadukt für die Bewässerung der aragonischen Hochebene (Spanien).



Abb. 159. Aquadukt von Perera (Spanien).

[1]) Vergl. Beton-Kalender 1907, Teil II, S. 240.

einen Seite ein Fußweg von 1,20 m Breite angeordnet, während auf der anderen Seite ein schmaler Revisionssteg von 30 cm Breite vorhanden ist.

Aquadukt über die Inze bei Leubringen (französisch Evilard) bei Biel in der Schweiz.

Der in Abb. 151 und 152 dargestellte und für eine Wasserbreite von 2,84 m eingerichtete Aquadukt ist in Hennebique-Konstruktion ausgeführt. Er besitzt zwei schiefe Öffnungen von je 12 m Lichtweite und 40 cm Stich. Die Gesamtbreite des Bauwerks beträgt 4 m, es bleibt demnach auf jeder Seite Raum für einen 0,5 m breiten Revisionssteg. Von den 3 Verstärkungsbalken der Eisenbeton-Konstruktion sind die beiden äußeren unmittelbar unter den Seitenwandungen der wasserführenden Rinne angeordnet. Sie sind mit 4 Rundeisen von 25 mm Stärke ausgestattet, die durch Flacheisenbügel von 50 × 3 mm Stärke miteinander verbunden sind. Die Breite dieser Verstärkungsbalken beträgt 20 cm. Die Platten-Konstruktion zwischen den 3 Trägern, welche gleichzeitig den Fußboden der wasserführenden Rinne bildet, besitzt eine Stärke von 10 cm; die Seitenwände sind 80 cm hoch und 7 cm stark. Die Eiseneinlagen des Fußbodens und der Seitenwände bestehen aus Rundeisen von 8 mm Stärke, die durch Bügel von 30 × 1,5 mm Stärke miteinander verbunden sind. Die Eiseneinlagen haben einen Längsabstand von 25 cm.



Abb. 158. Aquadukt für die Bewässerung der aragonischen Hochebene (Spanien).



Abb. 160. Aquadukt von Faleva (Spanien).



Abb. 161. Aquadukt bei Annandale bei Sydney.

Das Bauwerk wurde im Jahre 1897 von dem schweizerischen Ingenieur S. de Mollins ausgeführt.

Eine Kanalbrücke von großen Abmessungen ist in Abb. 153 bis 155 dargestellt.[1])

Der Kanalquerschnitt hat 18 m Breite und 3 m Tiefe; auf beiden Seiten sind, Leinpfade von je 4 m Breite angeordnet. Die Gesamtbreite des Bauwerks beträgt deshalb 26 m. Der wasserführende Trog ruht auf 9 kontinuierlichen Balkenträgern die mit dem Trog eine Konstruktion bilden.

Die Wandungen der Kanalbrücke sind durch Streichbalken geschützt (vergl. Abb. 155).

Weitere beachtenswerte Bauwerke sind in Abb. 156 bis 161 dargestellt. Die Abb. 156 bis 160 beziehen sich auf Bauwerke, die mit der Bewässerungsanlage der aragonischen Hochebene Spaniens (vergl. Syphon von Sosa, S. 538) zusammenhängen, während Abb. 161 einen Aquadukt bei Annandale bei Sidney darstellt.

[1]) Beton-Kalender 1907, Teil II, S. 240 und 241.

Literatur.

a) Werke.

Beton-Kalender 1907, Berlin.
Burchartz u. Stock, Prüfung von Ton- und Zementröhren, Berlin 1905.
Christophe, Der Eisenbeton und seine Anwendungen, Berlin 1905.
Gary, Zementrohre, ihre Verwendung, Prüfung und Bewertung in der Praxis, Berlin 1906.
Handbuch der Ingenieurwissenschaften, II und III. Teil, Leipzig.
Puentes de Hormigon armado par Ribera, Madrid 1903.

b) Zeitschriften.

Beton u. Eisen, 1902 bis 1907, Berlin.
Concrete and Constructional Engineering, 1906, London.
Deutsche Bauzeitung, 1902, Berlin.
Engineering News, 1906, New-York.
Il Cemento, 1907, Genua.
Le Beton armé, 1902, Paris.
Le Ciment, 1899, Paris.
Schweizerische Elektrotechnische Zeitschrift, 1906, Zürich.
The Engineering Record, 1903, New-York.
Zement und Beton, 1903 bis 1906, Berlin.
Zentralblatt der Bauverwaltung, 1907, Berlin.

VII. Kapitel.

Bergbau. Tunnelbau, Stadt- und Untergrundbahnen.

a) Bergbau.

Bearbeitet von Ingenieur **B. Nast** in Frankfurt am Main.

Die ersten Anwendungen des Eisenbetons im Bergbau reichen bis in das Jahr 1886 zurück, wo im Rammelsberg bei Goslar Zementrohre mit Eiseneinlagen hergestellt wurden, aus denen bereits im Jahre 1887 die Grubenverwaltung eine Betriebswasserleitung mit bestem Erfolge erbaute; also noch bevor die Moniersche Erfindung in Deutschland allgemein bekannt war.[1])

Trotz der vielen Vorzüge des Eisenbetons gegenüber den anderen Baustoffen, auf die schon durch einen Aufsatz in der Berg- und Hütten-Zeitung[2]) im Jahre 1891 hingewiesen wurde, hat sich derselbe nur langsam in den Bergbau einzuführen vermocht und sind größere Ausführungen erst in letzter Zeit erfolgt.

Das Anwendungsgebiet verteilt sich hauptsächlich auf den Ausbau der Schächte und Strecken sowie auf den Bau von Wetterscheidern. Ferner kommen noch, als mittelbar mit dem Bergbau im Zusammenhang stehend, die bergbaulichen Anlagen über Tage in Betracht.

I. Schacht-Ausbau.

Bei dem Schachtausbau in festem Gebirge mit mäßigem Wasserdruck verfährt man meistens derart, daß man zunächst bis zu einer wassertragenden Gesteinschicht etwa 40 bis 50 m abteuft und unter allmählicher Fortnahme der angebrachten provisorischen Verschalung den Schacht ausbaut.

Ein zweites, aber weniger angewandtes Verfahren besteht darin, daß man den ganzen Schacht zuerst abteuft und dann den festen Ausbau anbringt. Der Ausbau kann nun in Holz, Werkstein- oder Backsteinmauerwerk, sowie in Eisen, Beton oder Eisenbeton erfolgen.

α) Ausmauerung der Schächte.

Die Form der ausgemauerten Schächte ist sehr mannigfaltig und

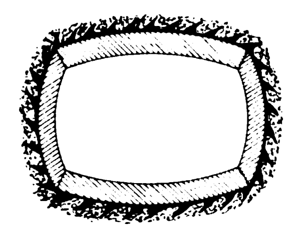


Abb. 1. Schacht aus vier krummstirnigen Scheibenmauern.

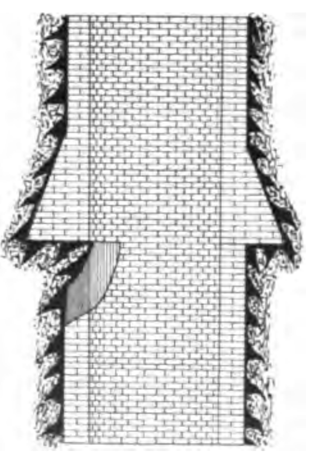
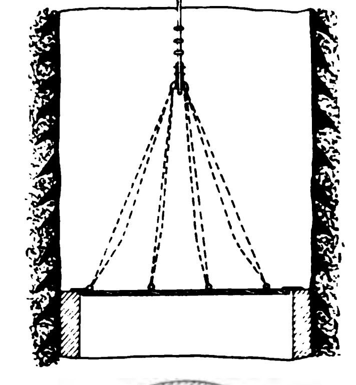


Abb. 2. Mauerfuß.



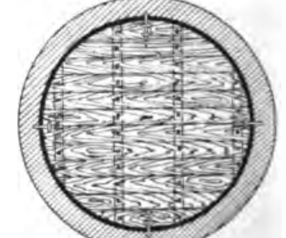


Abb. 3. Fliegende Bühne.

[1]) B.- u. H.-Ztg. 1889, S. 71. — [2]) B.- u. H.-Ztg. 1891. Vergl. Beton u. Eisen. Heft IX, S. 217.

kann aus krummstirnigen Scheibenmauern bestehen, eine Form, welche früher in Westfalen häufig angewendet wurde (Abb. 1), elliptisch oder rund sein.

Zwecks Fundamentierung erhält das Mauerwerk auf einer wassertragenden Gesteinschicht einen Fuß (Abb. 2), auf welchen sich das aufgehende Mauerwerk aufsetzt. Beim späteren Abteufen läßt man unter diesem Mauerfuß eine Gesteinsbrust stehen und erweitert den Schacht nur allmählich auf seinen früheren Durchmesser.

Die Schachtausmauerung wird gewöhnlich von einer fliegenden Bühne (Abb. 3) aus bewirkt, die mit dem Fortgange der Arbeiten höher gezogen wird.

Für die Scheitelstärken der krummstirnigen Scheibenmauern gelten ungefähr folgende Dimensionen:[1])

Bei 30 m	Druckhöhe	2	Steine	stark
„ 72 „	„	$2^1/_2$	„	„
„ 94 „	„	3	„	„
„ 116 „	„	$3^1/_2$	„	„
„ 125 „	„	4	„	„

Runde Schächte erhalten ungefähr dieselben Dimensionen. Zu ihrer Berechnung dient die Formel:

$$s = \frac{100\,r\,h}{10\,k - h}.$$

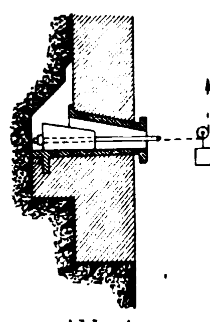


Abb. 4. Einbau eines Flanschenrohres.

Hierin ist s die Mauerstärke in cm, h die Tiefe, in welcher die Mauerung liegt, r der innere Radius in m, k die Festigkeitszahl der Ziegel für 1 cm², letztere beträgt nach Weisbach 40 bis 150 kg/cm².

Ist das Gebirge sehr wasserreich, so haut man in das Gestein Sammelrinnen und leitet in diese alle höher gelegenen Quellen.

Nunmehr baut man in die Mauer zum Abfluß all dieser Gewässer ein Flanschenrohr ein und legt beim Anbringen hinten in dasselbe einen konischen Holzspund (Abb. 4). Gießt dieses Rohr voll aus, so baut man in einiger Entfernung noch ein Rohr ein. Ist die Mauer vollständig erhärtet, so werden die Wasserrohre durch Anziehen der Spunde geschlossen.

β) Der Ausbau der Schächte in Eisen.

Der wasserdichte Ausbau mit Gußeisen (Cuvelage) wurde zuerst in England angewendet und hat sich von dort nach dem Festlande verbreitet. Das wesentlichste besteht darin, daß gußeiserne Ringe oder Segmente zur Schachtauskleidung benutzt werden.

An Stelle des Mauerfußes tritt hier der Trag- oder Keilkranz (wedgingscribs), während die Stelle der Aufmauerung die Aufsatzkränze (tubs) einnehmen. Man unterscheidet englische und deutsche Tubbings (Abb. 5 und 6). Die ersteren werden unbearbeitet verwendet, und wird die Dichtung durch Picotage mittels dünner Tannenbrettchen erreicht, die letzteren dagegen haben gehobelte Flanschen und werden durch Verschraubung mit Bleiblecheinlagen gedichtet. Ein weiterer Unterschied besteht darin, daß bei den englischen Tubbings die Verstärkungsrippen dem Ge-

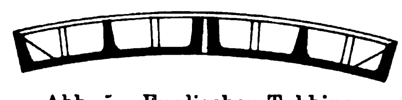


Abb. 5. Englischer Tubbing.



Abb. 6. Deutscher Tubbing.

[1]) Karstens u. Dechen, Archiv 1853, Band 25.

birge zugewendet sind, während sie bei den deutschen im Inneren des Schachtes liegen.

Die Dimensionen solcher Segmente betragen beispielweise auf Zeche „Hibernia“ bei Gelsenkirchen in Westf.:

bei 40 m Teufe	610 mm Höhe	15 mm Wandstärke
„ 56 „ „	610 „ „	19 „ „
„ 83,6 „ „	{610 / 450} „ „	19 „ „
„ 105,5 „ „	450 „ „	22 „ „
„ 119,25 „ „	300 „ „	22 „ „

Für die Berechnung der Wandstärken gilt folgende Formel:

$$\delta = \frac{R \cdot P}{K},$$

worin R den äußeren Radius der Cuvelage, P den äußeren Druck in Atmosphären, K die Beanspruchung des Eisens für 1 cm^2 (500 bis 800 kg) und δ die Wandstärke bedeutet.

Die Vorzüge der Cuvelage gegenüber der Mauerung bestehen im wesentlichen in der geringen Wandstärke, da diese einschließlich der Ringe nur etwa 20 cm beträgt: ein Vorzug, den der Cuvelage aber neuerdings der Eisenbeton streitig macht. Den Raum zwischen der Cuvelage und dem Gebirge verfüllt man mit Stampfbeton.

Sind die Wassermassen sehr groß, so werden Bohrschächte angewandt. Der Zwischenraum zwischen der Cuvelage und dem Gebirge wird auch hier nachträglich mittels Betonlöffel (Abb. 7) ausbetoniert.

Ist das Gebirge dagegen schwimmend — aus flüssig tonigen und mehlförmigen Sandmassen bestehend —, so benutzt man **Senkschächte**. Die Auskleidung erfolgte bisher fast ausnahmslos in Eisen und Mauerwerk, und hat der Eisenbeton hierzu, abgesehen von den sehr wenigen Versuchen, bis jetzt noch seine größere Verwendung gefunden, obgleich er hierzu sehr geeignet wäre.

Die erforderliche Wasserdichtigkeit könnte nötigenfalls durch Einlage eines Blechzylinders sichergestellt werden, wie dieses bei dem Siphon bei Sosa in Spanien der Fall war.[1])

Abb. 7.

Auch könnten die lotrechten Eiseneinlagen hohle Rohre sein, durch welche behufs leichter Abteufe eine Wasserspülung geleitet würde.

Bei schwimmendem Gebirge wird in letzter Zeit sehr häufig das **Gefrierverfahren** angewandt, bei dem auch der Raum zwischen Cuvelage und Schachtstoß mit Beton ausgefüllt wird. Derselbe wird möglichst trocken angebracht und fest verstampft.

γ) Schachtausbau in Beton.

Schon Demanet berichtet in seinem Buche: „Traité d'exploitation des mines de houille“, daß man in St. Etienne einen Schachtausbau in Beton versucht habe. Die Arbeit sei sehr rasch vonstatten gegangen und habe sich vollständig wasserdicht erwiesen.

[1]) Beton u. Eisen 1906; Heft V, S. 114.

In Deutschland ist wohl der erste größere Schachtausbau in Beton auf Grube „König“ Westschacht bei Neunkirchen (Abb. 8) durch den Bergassessor Dütting ausgeführt worden. Der Schacht besaß einen lichten Durchmesser von 2,37 m und sollte auf 3,5 m gebracht werden. Man ging nun derart zu Werke, daß man den Schacht von unten verbreiterte, um das vorgeschriebene Maß zu erhalten. Hierauf wurde auf der Bühne, welche gleichzeitig als Lehre diente, das Stampfgerüst angebracht. Dasselbe bestand aus zwei konzentrischen Ringen, welche aus verlaschten Gruben-

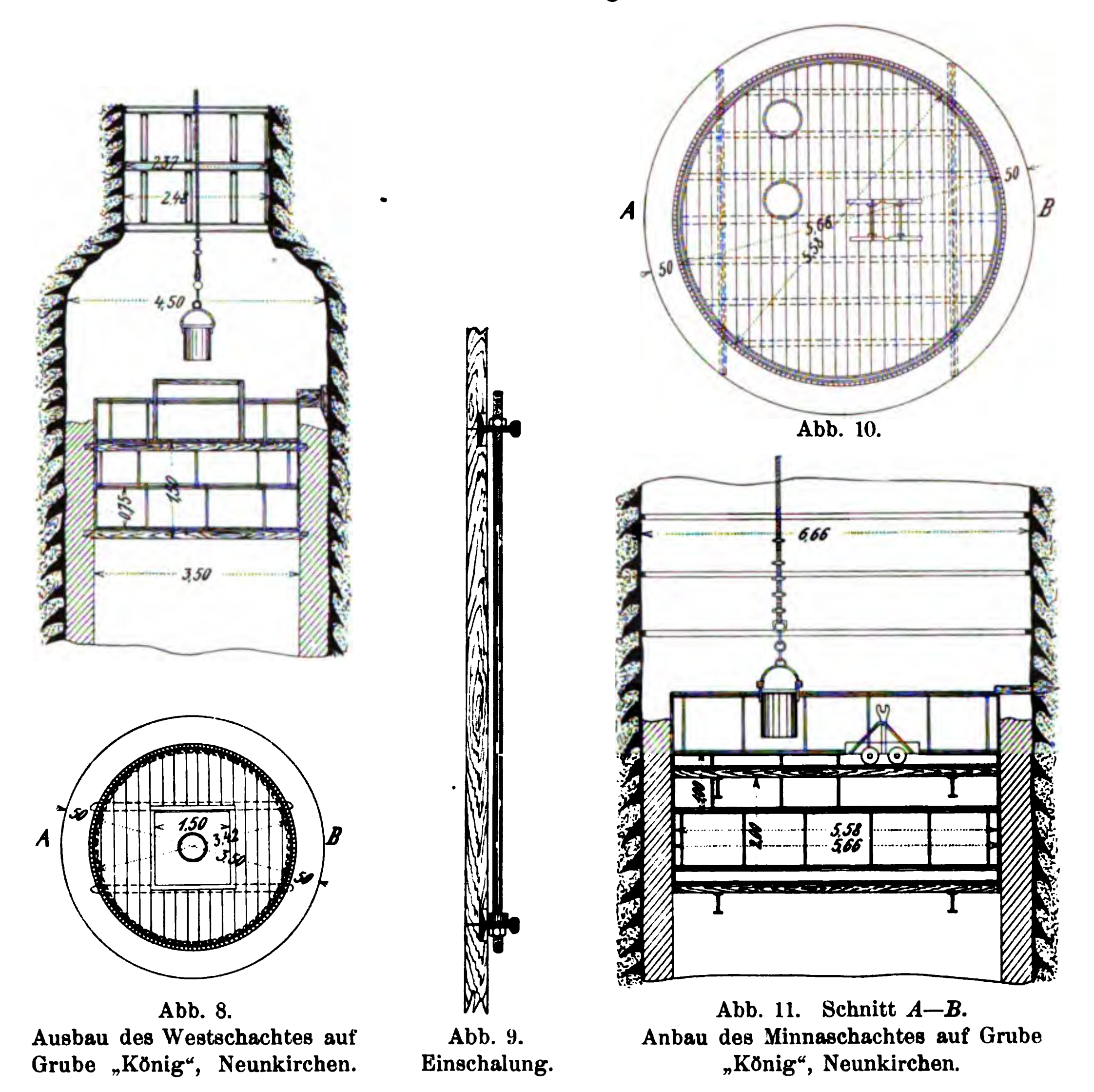


Abb. 8. Ausbau des Westschachtes auf Grube „König“, Neunkirchen.

Abb. 9. Einschalung.

Abb. 10.

Abb. 11. Schnitt *A—B*. Anbau des Minnaschachtes auf Grube „König“, Neunkirchen.

schienen zusammengesetzt wurden und in einem Abstand von 0,75 m durch Schraubenbolzen verbunden waren (Abb. 9). Hierauf wurde die Schalung, aus 4 cm starken Bohlen bestehend, eingesetzt. Damit diese genau in der lotrechten Lage blieb, wurde sie durch Keile gegen den Schachtstoß abgestrebt. Dann wurde mit der Einbringung des Betons begonnen und dieser in Lagen von 15 cm jedesmal fest eingestampft. Die Betonmischung bestand aus 1 Teil Zement, 2 Teilen Sand und 5 Teilen Dioritkleinschlag. Die Herstellung des Betons geschah im Füllort der III. Tief-

bausohle, er wurde mittels eines kleinen Förderhaspels in Tonnen heraufgezogen und hinter der Schalung entleert.

War eine Bohlenhöhe ausgestampft, so wurde ein zweiter Ring in der vorbeschriebenen Art aufgesetzt und ebenfalls ausbetoniert. In dieses Feld wurden zwei hölzerne Einstriche miteingestampft, auf welche die Bühne verlegt wurde. Um nun diese Einstriche zurückzugewinnen, waren sie an den Enden konisch zugespitzt und hatten nur 10 cm Auflager. Hierdurch konnten sie nach Durchschneidung in der Mitte leicht gelöst werden.

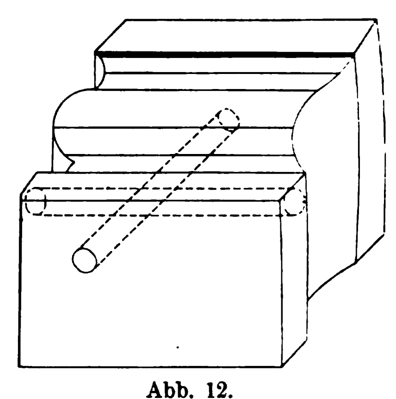


Abb. 12.
Segmentstein aus Beton.

In ähnlicher Weise wurde der Minna-Schacht ausgebaut, nur daß hier wegen der größeren Abmessungen und des dadurch bedingten größeren Materialverbrauchs die Zufuhr ein wenig anders wurde. Bei dem großen Gewichte der Fördertonnen, welche etwa $1/3$ m^3 faßten, wäre es schwierig gewesen, dieselben wie vorhin, ohne vom Seil zu lösen, hinter der Schalung zu entleeren.

Man lagerte dieselben deshalb auf kleinen Transportwagen und konnte sie nun leicht ihrem Bestimmungsort zuführen.

Ferner wurden bei dieser Ausführung statt der hölzernen Einstriche solche aus I-Eisen verwendet, welche im Mauerwerk belassen wurden.

Auf Zeche „Roland" bei Oberhausen hat man versucht, statt der Tubbings Segmentsteine aus Beton der Firma Carstanjen, Duisburg anzuwenden (Abb. 12).

δ) Schachtausbau in Eisenbeton.

Der in Holzausbau stehende Teil des „Wilhelm-Schachtes" in Neunkirchen war derart schadhaft geworden, daß die Grubenverwaltung sich entschloß, denselben durch einen Ausbau in Eisenbeton zu ersetzen, da bei dieser Ausführungsweise ein Nachreißen des Gebirges vermieden werden konnte (Abb. 13).

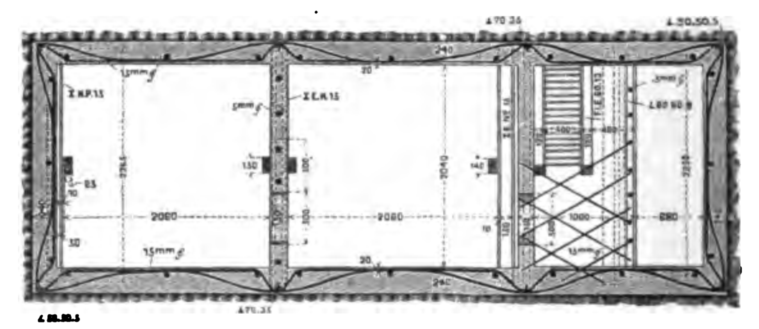


Abb. 13. Ausbau des Wilhelmschachtes bei Neunkirchen.

Die Anordnung stellt eine Plattenkonstruktion dar, worin das Mittelfeld als kontinuierlich, die Endfelder aber als eingespannt berechnet sind, da überall fest gegen das Gebirge gestampft worden ist.[1]) Der statischen Berechnung ist die Bruchlast der in gleichem Schachte befindlichen zwei Steine starken Backsteinausmauerung zugrunde gelegt.

Als Arbeitsgerüst wurde eine feste Bühne verwendet, der als Tragebalken eiserne Rohre dienten. Die Förderung des Materials geschah in eisernen Fördergerippen, deren Böden mit Schieber verschließbare Öffnungen erhalten hatten. Nach 6 bis

[1]) Beton u. Eisen 1906. Heft VII

8tägiger Erhärtung wurde der Beton ausgeschalt. Die tägliche Leistung betrug 1,5 m einschließlich der Ruhebühnen, welche auch in Eisenbeton ausgeführt wurden.

Nach der Berechnung der Grubenverwaltung stellt sich der Ausbau des Schachtes, in diesem Falle 190 Mark für 1 m, wohlfeiler als eine Ausmauerung desselben.

Ähnlich der eben beschriebenen Auskleidung ist ein Schacht der Lakavanna-Bahn bei Scranton in Pennsylvanien ausgebaut worden. Es wurde hier Schlackenbeton mit Streckmetalleinlage verwendet.

Der als Wetterschacht dienende Schacht „Waldwiese" der Grube Reden, Saarrevier war von 30 m Teufe bis zur Saarsohle mit eisernem Schachtausbau versehen, der übrige Teil stand in Backsteinausmauerung.

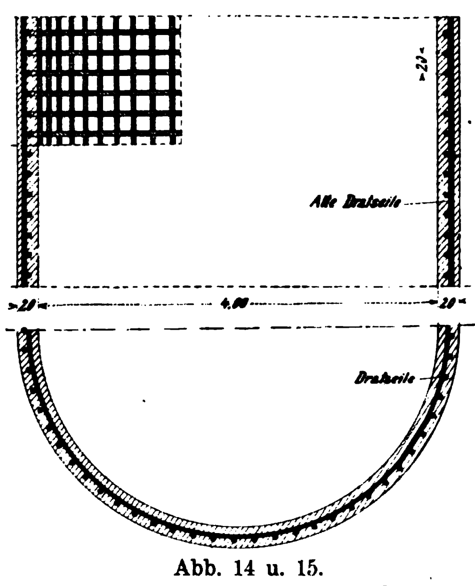


Abb. 14 u. 15.
Ausbau des Wetterschachtes „Waldwiese".

In dem mit Eisen ausgebauten Teile des Schachtes traten große Wassermassen aus, welche zu erheblichen Mißständen führten, da im Winter durch teilweises Zufrieren des Schachtes dessen Querschnitt verringert und dadurch die Wettermenge reduziert wurde.

Diesen Übelstand beseitigte man dadurch, daß man den eisernen Ausbau durch einen solchen aus eisenarmiertem Beton ersetzte (Abb. 14 und 15). Nachdem man den Eisenausbau auf je 2 bis 3 m entfernt hatte, wurde nach Säuberung der Stöße die Schalung wie auf dem Minna-Schachte eingebracht und hierauf die Armierung, welche aus alten Drahtseilen bestand, montiert. Der Abstand der Eiseneinlagen bestand in der Längs- und Querrichtung je 20 cm. Darauf wurde der Beton, aus 1 Teil Zement, $2^1/_2$ Teilen Sand, $2^1/_2$ Teilen Kies bestehend, eingebracht.

Die geringste Stärke des Betonringes betrug 15 cm.

Die Wasserhaltung wurde auf folgende Weise bewerkstelligt:

An der Stelle, wo die meisten Wasser zutage traten, wurden am Schachtstoß Lattenstücke aufgestellt, die mit Dachpappe überzogen waren und miteinbetoniert wurden.

Hierdurch bildeten sich hinter der Betonmauer Kanäle, aus welchen das Wasser durch eiserne Rohre, welche in der Mauer lagen, Abfluß erhielt. Diese Rohre sind nachher verstopft worden. Nach Erhärtung des Betons wurde ein wasserdichter Verputz aufgebracht.[1])

Der Mückenwinkel-Schacht des Steinkohlenbergwerks Ver. Glückhilfs-Friedenshoffnung bei Hermsdorf, Bergrevier West-Waldenburg hat ebenfalls zur Abschließung der etwa 250 l in der Minute betragenden Wasserzuflüsse einen Eisenbetonausbau erhalten (Abb. 16 und 17).

Die Wandung des Eisenbetonringes ist 30 cm stark und durch Rundeisen von 10 mm Durchmesser in horizontaler und vertikaler Richtung armiert. Für die statische Berechnung war die Festigkeit einer gleichen, 50 cm starken Ausmauerung mit Klinkern in Zementmörtel maßgebend.

[1]) Zeitschrift f. d. Berg-, Hütten- u. Salinenwesen i. Preuß. Staate, Berlin 1905. Versuche und Verbesserungen.

Für die eisernen Einstriche waren Löcher ausgespart, in welche sie nach Erhärtung des Betons leicht eingebaut werden konnten. Auch bei diesem Schacht verursachte die Wasserhaltung große Mühe. Es wurden zu diesem Zwecke fliegende Vertraufungen angebracht, von wo das Wasser abgeleitet wurde.

Abb. 16.
Ausbau des Mückenwinkelschachtes bei Hermsdorf.

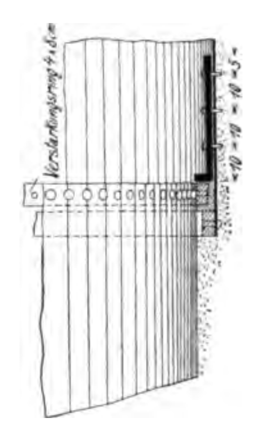


Abb. 18. Eiserner Mantel des Senkschachtes.



Abb. 17. Ausbau des Mückenwinkelschachtes bei Hermsdorf.

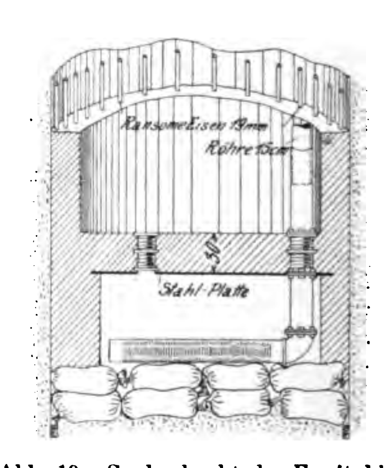


Abb. 19. Senkschacht der Equitable Powder Mfg. Co. of East Alton III.

An den Stellen, wo der Wasserandrang besonders groß war, leitete man ihn mittels einbetonierter eiserner Rohre ab.

Nach Erhärtung des Betons wurde die Wasserdichtigkeit durch einen in zwei Lagen aufgebrachten Zementputz erzielt.[1])

Auf den Werken der Equitable Powder Mfg. Co. of East Alton, Illinois, sollte für einen Schrotturm ein Senkschacht aus Eisenbeton von 24,5 m Tiefe

[1]) Zeitschrift f. d. Berg-, Hütten- u. Salinenwesen i. Preuß. Staate, Berlin 1906. Versuche und Verbesserungen.

und 1,83 lichtem Durchmesser durch schwimmendes Gebirge niedergebracht werden. Da der Wasserdruck sehr groß war, entschloß man sich, den Durchmesser des Schachtes nach unten zu verringern und zerlegte daher denselben in 8 Teile, von denen der oberste 3,2 m und die darunterliegenden je 13 cm weniger Durchmesser hatten. Zunächst sollte nun ein eiserner Mantel versenkt, und die innere Betonauskleidung nachträglich angebracht werden. Diese einzelnen Abteilungen des Mantels waren durch einen Ring aus Flacheisen 4 × 8 cm verbunden. Die Fugen wurden mit Werg verstemmt (Abb. 18).

Dieser Eisenmantel wurde nun mittels 8 Winden hinuntergesenkt, und so gelangte man nach mancherlei Fährlichkeiten bis zu einer Tiefe von 20 m.

In dieser Tiefe wurde aber der Wasserdruck so groß, daß die Verbindungsringe vollständig abgesprengt und die runde Form eiförmig gedrückt wurde.

Man ließ daher den Schacht voll Wasser laufen, um einen Gegendruck zu erzeugen, und beschloß, die Arbeit erst im Frühjahr wieder aufzunehmen. Nachfolgende Sondierungen zeigten, daß der Schacht sich 6,5 m hoch mit Sand und Schlamm gefüllt hatte.

Im Frühjahr wurde der Schacht ausgepumpt und die Schlammassen herausgeschafft.

Da der Triebsand wieder zu steigen begann, wurden schnell zwei Lagen Säcke welche mit Beton gefüllt waren, auf den Boden gebracht und hierauf der Saugkorb für die Pumpe gelegt. Darüber wurde als Abschluß ein Boden, bestehend aus einer eisernen Platte, welche durch eine 13 cm starke Betonschicht verstärkt war, angebracht. Nachdem die Fugen an den Verbindungsstellen durch Holzpikotage gedichtet waren, wurde mit der Betonierung begonnen. Die Stampfformen waren aus Holz und wegen der steten Querschnittsveränderung infolge Zusammendrückung des eisernen Mantels war eine große Anzahl derselben erforderlich. Die Stärke der Wandung betrug an der Sohle 30 cm und an der Mündung des Schachtes 23 cm, die aber durch die Deformierung der eisernen Schachtwand an einigen Stellen bis auf 76 cm erhöht wurde. Die Anschlußstellen der einzelnen Abteilungen waren aber trotz der Pikotage nicht vollständig dicht zu bekommen, und daher wurden vor dem Betonieren auf dieselben Zinkstreifen mit eingelassenen Rohren gelegt, durch welche das Wasser Abfluß erhielt. Nachdem jedesmal ein Stück betoniert war, ließ man gleich das Wasser in die Höhe steigen, um den äußeren Wasserdruck unschädlich zu machen. Als Längsarmierung wurden gedrehte Quadrateisen eingelegt (Abb. 19).

Nach sechswöchiger Erhärtung wurde der Schacht leer gepumpt und erwies sich als vollständig dicht.[1])

Die Edison Electric Co. von Los Angeles beabsichtigte, für ihre am Kern River zu Bakersfield gelegene Kraftstation eine Druckleitung zu bauen, welche an dem am Flusse aufsteigenden Bergabhang in etwa 270 m Höhe beginnen sollte.

Bei der Projektierung wurde aus wirtschaftlichen Gründen von einer Oberflächenleitung abgesehen, und sollte deshalb ein Schacht durch den Berg getrieben werden (Abb. 19 u. 20).

Zunächst wurde von der Kraftstation aus ein Stollen gegraben, daran anschließend ein schräger Schacht abgeteuft und zunächst in Holzausbau gesetzt.

Um nun diesen Schacht in eine Druckleitung zu verwandeln, sollte er eine Auskleidung durch schmiedeiserne Tübbings von 2,59 m innerem Durchmesser und

[1]) Engineering News 1907, S. 202.

3,05 m Höhe erhalten. Diese Rohre waren aus Eisenplatten von 70 × 410 mm zusammengenietet.

Die Arbeit ging nun derart vonstatten, daß man für zwei Rohre die Bauhölzer entfernte und die Rohre, unten am Tunnel anfangend, versetzte. Diese wurden dann miteinander vernietet und der Raum zwischen dem Gebirge und den Rohren mit Beton ausgestampft. Um ein Herabfallen des Ausbaues zu verhindern, sollte

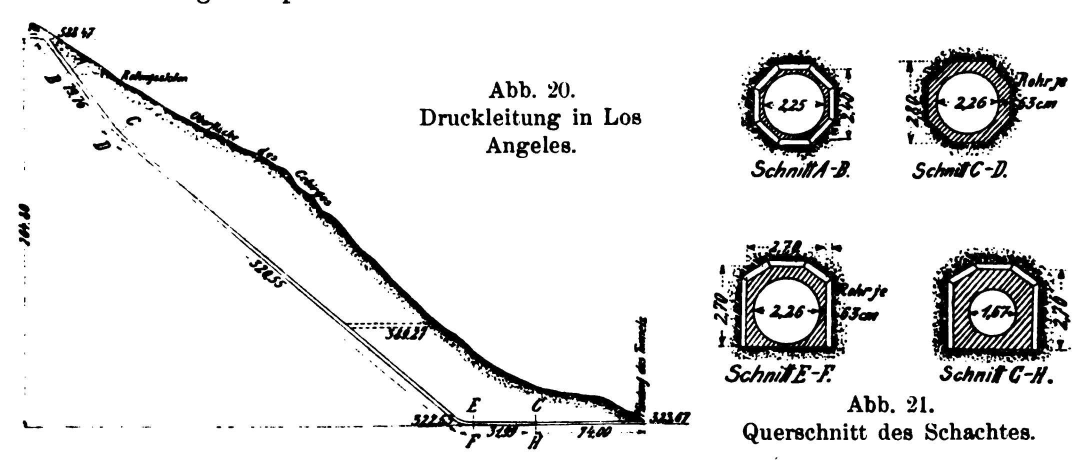


Abb. 20. Druckleitung in Los Angeles.

Abb. 21. Querschnitt des Schachtes.

jedesmal nach der Herausnahme des Ausbaues der obere Teil gut abgestützt werden. Waren die Rohre nun montiert, so wurde die obere Öffnung durch eine aus darübergelegten Holzbalken gebildete Bühne geschlossen.

In dieser Weise hatte man 510 m Auskleidung bereits fertiggestellt, als ein Umstand eintrat, welcher eine Dispositionsänderung notwendig machte. Um die Arbeit mehr zu fördern, war es unterlassen worden, den oberen Ausbau abzufangen. Durch diese Fahrlässigkeit stürzten 43 m desselben zusammen, den Schacht mit Geröll und Bauholz füllend. Hierdurch wurden drei Arbeiter getötet, während zwei sich hinter die Abschlußbühne retten konnten. Diese Bühne hielt auch den nachstürzenden Massen stand. Ein anderer Arbeiter, welcher durch Geröll eingeklemmt neben dem Förderkübel lag, wurde nach 14 Tagen mittels eines Rettungsstollens lebend herausgeholt. Die Nahrung wurde ihm während dieser Zeit durch ein Rohr zugeführt.

Um nun die Arbeit zu Ende zu bringen, beschloß man, den eingefallenen Schacht zu durchteufen.

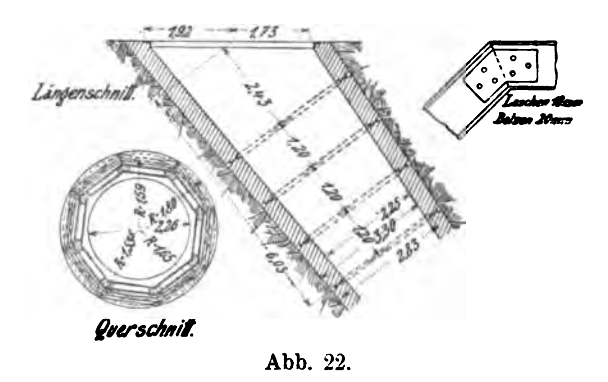
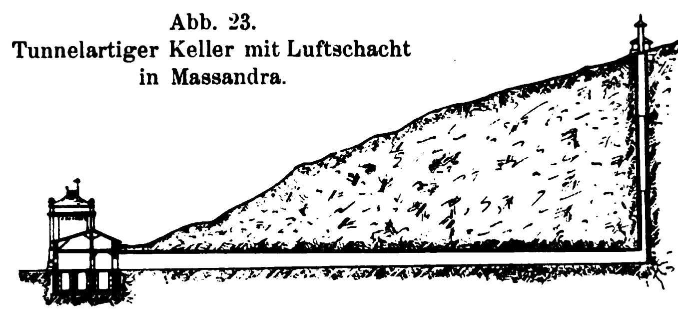


Abb. 22.

Dieses geschah derart, daß man den Schacht wie vorher achteckig mit Bohlen ausbaute. Zur Absteifung baute man jetzt aber in je 60 cm Abstand Kränze ein, welche aus 21 cm hohen I-Eisen bestanden. Die Entfernung der Kränze vergrößerte sich am oberen Ende bis auf 1,2 m. Dieselben waren untereinander durch 16 mm starke Rundeisen verbunden. Hierauf wurde eine innere Schalung von rundem Querschnitt angebracht und das Ganze 35 cm stark ausbetoniert (Abb. 22).

Es ergab sich hierdurch eine regelrechte Betoneisenkonstruktion, da die wagerechte Armierung durch die I-Eisenkränze, die senkrechte durch die Hängeeisen

Abb. 23.
Tunnelartiger Keller mit Luftschacht
in Massandra.



gebildet wurde. Aus diesem Grunde wurde auch von dem Einbau der Tübbings abgesehen und nur zur Dichtung die geglättete Innenfläche mit einem Anstrich versehen.

Der Schacht hat sich im Betriebe als vollständig dicht erwiesen.[1])

Um für einen tunnelartigen Keller in Massandra in Rußland, der auf eine Länge von 140 m in den Berg getrieben war, eine genügende Lüftung zu erhalten, wurde derselbe an seinem hinteren Ende durch einen 60 m hohen Schacht mit der Außenluft verbunden. Der Schacht hatte ursprünglich einen rechteckigen Querschnitt und war in Holz ausgebaut. Später wurde er mit einer Eisenbetonkonstruktion von ovalem Querschnitt versehen.

Die unteren 20 m erhielten eine Wandstärke von 12 cm, die mittleren eine solche von 10 cm und die oberen 20 m eine solche von 7 cm. Als Längsarmierung

Abb. 24. Querschnitt des Luftschachtes in Massandra.

Abb. 26. Schnitt durch die Pumpenkammer.

Abb. 25. Pumpenschacht auf Bahnhof Lecce.

[1]) Engineering News 1907. 21. März.

waren im unteren und mittleren Teil Rundeisen von 7 mm Durchmesser und im oberen Teil von 5 mm Durchmesser im Abstande von 15 cm eingelegt. Die horizontalen Eiseneinlagen bestanden aus 7 mm Rundeisen, welche im unteren Teil 6 bis 10 cm, im mittleren 10 bis 15 cm und im oberen Teil 15 cm voneinander entfernt lagen (Abb. 23 und 24).

Auf dem Bahnhof Lecce in Italien hat man den Pumpenschacht, um ihn vor Überflutung zu schützen, bis zur Hochwasserlinie in Eisenbeton hergestellt[1]) (Abb. 25 und 26).

Derselbe stellt ein Eisenbetonrohr von 1,2 m Lichtweite dar und ist unten auf 2 m erweitert, um den Pumpen Aufnahme zu gewähren.

Der Schacht ruht auf drei mit Beton umkleideten I-Eisen und ist gegen den Auftrieb durch zwei ebensolche, oberhalb der Pumpenkammer angebrachte Eisen geschützt.

Die Wand ist 10 cm stark und in der Längs- und Querrichtung armiert; die letztere Armatur besteht aus 2 konzentrischen Ringen.

Für die Brauerei Reininghaus, Graz, wurde von der Betonbau-Unternehmung Janesch u. Schnell in Wien ein Brunnen in Eisenbeton als Senkschacht projektiert, der sich zur Zeit in Ausführung befindet.

Von den Bauherren war als wesentlichste Baubedingung die Reinhaltung des Brunnenwassers gefordert worden. Um dieses zu erreichen, waren von den übrigen Mitbewerbern 2 Schächte in Mauerwerk projektiert, von denen der eine zur Aufnahme der Maschinen bestimmt und mit dem eigentlichen Brunnenschacht durch einen Gang verbunden war. Von obiger Firma wurde dagegen nur ein Schacht in Eisenbeton vorgesehen, welcher zur Aufnahme der Maschinen ein dichtes Betongewölbe erhielt. Dieses Gewölbe kann auf seine Dichtigkeit gegen das Durchsickern der Maschinenöle usw. immer kontrolliert werden, während bei den Wandungen des Maschinenschachtes diese Möglichkeit nicht gegeben ist. Aus diesem Grunde erhielt auch dieses Projekt den Vorzug.

Zur Ventilation des Brunnens wurde ein 1,5 m breites Entlüftungsrohr auf das Gewölbe gesetzt und sowohl oben wie auch unten an der Eingangstür über dem Gewölbe mit einem Luftfilter versehen. Außerdem dient das Lüftungsrohr zum event. Nachbaggern des Brunnens, falls er beim Betrieb versanden sollte, und als Spindel zur Verkehrstreppe für den Maschinenraum.

Bei Ausführung des Brunnens wurde zunächst eine 4 m tiefe Baugrube offen ausgehoben, in derselben der schmiedeiserne Brunnenkranz verlegt und der Schacht etwa 8 m hoch aufbetoniert. Nach genügender Erhärtung des Betons wurde die Baugrube wieder zugeschüttet, so daß der Schacht 4 m hoch geführt war.

Die Aufzugsmaschinen sind auf einem 5 m hohen Gerüst montiert, und wird die Betonierung mit der fortschreitenden Versenkung jeweils weitergeführt.

Ende Juni 1907 war der Schacht 14 m tief versenkt. In einer Tiefe von 5 m barst ein in der Nähe liegendes Wasserrohr. Hierdurch senkte sich der Brunnen einseitig und wich 15 cm aus dem Lot.

Nach Behebung dieses Übelstandes wurde der Schacht wieder in seine richtige Lage gebracht, und da bis zur erwähnten Tiefe keine weiteren Zwischenfälle eingetreten sind, steht zu erwarten, daß die Arbeit zu einem guten Abschluß gebracht wird.

---

[1]) Congrès International des chemins de fer 1905. Question IV. Béton armé.

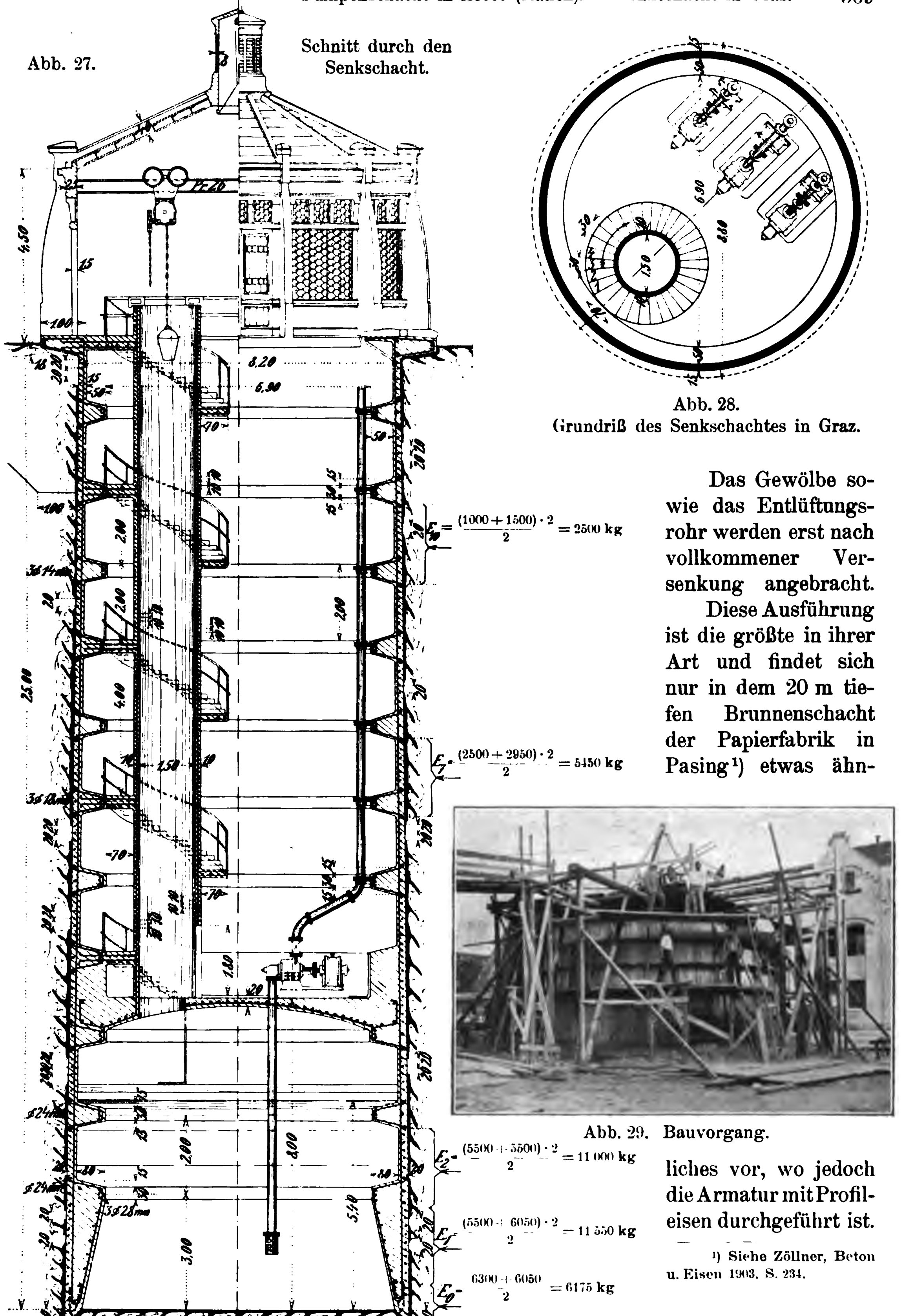


Abb. 27. Schnitt durch den Senkschacht.

Abb. 28. Grundriß des Senkschachtes in Graz.

Abb. 29. Bauvorgang.

Das Gewölbe sowie das Entlüftungsrohr werden erst nach vollkommener Versenkung angebracht.

Diese Ausführung ist die größte in ihrer Art und findet sich nur in dem 20 m tiefen Brunnenschacht der Papierfabrik in Pasing[1]) etwas ähnliches vor, wo jedoch die Armatur mit Profileisen durchgeführt ist.

[1]) Siehe Zöllner, Beton u. Eisen 1903, S. 234.

Hierher gehört auch die Verwendung von Schächten im Grundbau, wie auf Seite 88 des Handbuches hervorgehoben. Ein Beispiel bietet Abb. 30, die Herstellung der Schächte für den Fundamentpfeiler des Theaters in Bern.[1])

II. Der Ausbau der Strecken.

Der Ausbau der Strecken kann mit denselben Baustoffen und in ähnlicher Weise wie der der Schächte erfolgen. In nachfolgendem soll jedoch nur der Ausbau in Beton und Eisenbeton näher in Betracht gezogen werden.

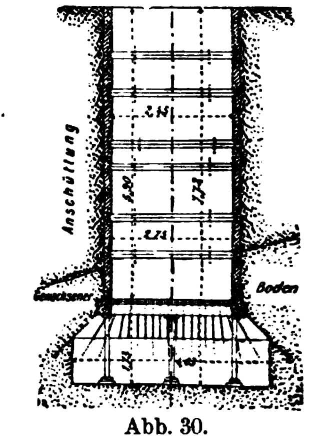


Abb. 30.

Ein sehr interessanter Ausbau einer Strecke in Beton bezüglich der Quellendichtung ist auf Zeche „Schmalgraf" im Bergrevier Düren ausgeführt worden.[2])

Es sollte dort in der 132 m tiefen Sohle eine Maschinenkammer für die Wasserhaltungsmaschinen in sehr wasserreichem Terrain hergestellt werden. Beim Abteufen wurden dabei über 100 Quellen und Wasserfäden angehauen, welche man durch 20 bis 40 mm weite Eisenrohre in einen Saugschacht leitete. Hierauf wurden die Mauern in einer Stärke von 90 cm eingeschalt und mit Beton ausgestampft (Abb. 31). Nach Erhärtung desselben schnitt man diese Rohre hart an der Mauer ab und dichtete sie hierauf in folgender Weise und mit Zementmörtel ab.

Zunächst wurde in einem Windkessel ein Überdruck von 2 bis 3 Atmosphären hergestellt. Dieser Windkessel war durch einen Gummischlauch mit einem anderen luftdicht abzuschließenden Behälter verbunden, welcher mit Zementmörtel gefüllt war. An demselben war auch vermittels eines Stutzens die Spritze angeschlossen. An diesem Stutzen befanden sich nun 2 Hähne h_1 und h_2 (Abb. 32) und in dem Längsrohre der Spritze ein beweglicher Eisenstab s, an dessen amboßartigem Ende ein Holzpfropfen befestigt werden konnte. Der Stab war aber mit dem Rohre stopfbüchsenartig verschraubt, so daß er ohne Schaden für die Dichtigkeit hin- und hergeschoben werden konnte.

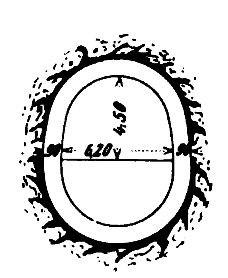


Abb. 31. Ausbau einer Strecke in Beton auf Zeche Schmalgraf.

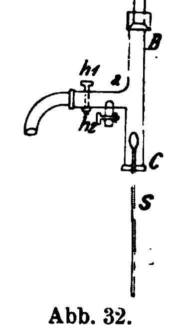


Abb. 32. Spritze.

Sollte nun ein Rohr verstopft werden, so wurde der Hahn h_1 geschlossen, durch den bisher das Wasser abfloß, und gleichzeitig der Hahn h_2 geöffnet, so daß der Luftdruck den Zementbrei in das zu verstopfende Rohr trieb. War nun genügend Zementmörtel in dasselbe gedrungen, so wurde der Holzpfropfen, der an dem Eisenstab s befestigt war, in die Öffnung gebracht und mittels Treibfäustels verkeilt. Alsdann sperrte man den Luftdruck ab, und die Spritze konnte abgeschraubt werden. Auf diese Weise wurden sämtliche Quellen vollkommen gedichtet.

In einigen Gruben Frankreichs hat man beim Ausbau der Strecken Betondecken mit Erfolg angewendet.[3])

Die Arbeitsweise in diesen Gruben ist nämlich derartig, daß man von oben nach unten gehend, die sehr starken Flöze wagerecht abbaut. Die Hohlräume

[1]) Simons, Schweizer. Bauzeitung 1900, S. 65 und Beton-Kalender 1907, Teil II, Seite 20.
[2]) Zeitschrift f. d. Berg-, Hütten- u. Salinenwesen i. Preuß. Staate, Berlin, 1898. Versuche und Verbesserungen.
[3]) Ton-Industrie-Zeitung.

werden, da sie in geringer Tiefe liegen, mit Bergen ausgefüllt, um das Senken der Erdoberfläche möglichst zu vermindern. Da dieser Bergersatz wieder unterfahren wird, war man gezwungen, entweder einen Teil des Flözes stehen zu lassen, oder man half sich dadurch, daß man eine kräftige Zimmerung einbaute, die mit Brettern fußbodenartig belegt war und auf welche dann der Berg geschüttet wurde.

Statt dieser Bretterverschalung hat man nun in den obengenannten Gruben Betondecken angewendet (Abb. 33), welche mit dem Abbau vorschreitend hergestellt

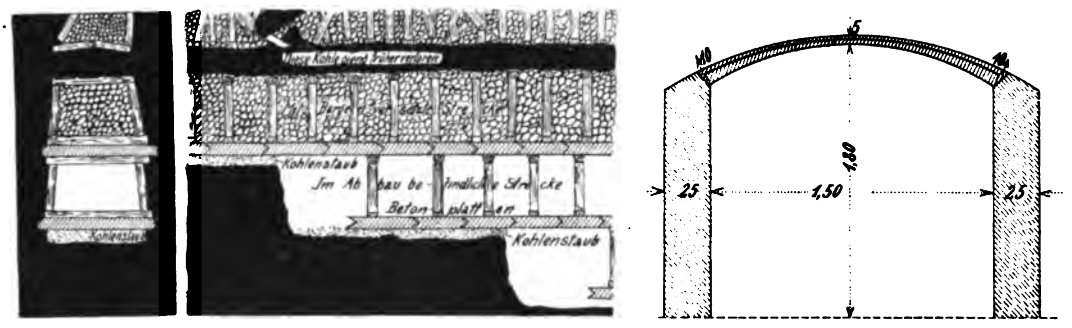


Abb. 33. Ausbau von Strecken mit Betonplatten. Abb. 34. Ausbau des Lietstollen.

werden. Um an den Anschlußstellen eine dichte Verbindung zu erhalten, wird durch Anlegen eines keilförmigen Holzes eine Nute ausgespart.

Beim Weiterbetonieren bildet sich dann von selbst darin eine Feder, wodurch ein sicherer Abschluß erreicht wird.

Auf Zeche „Waldenburg" wurde im Jahre 1900 der Ausbau eines Richtortes auf einer Länge von etwa 170 m in Monierbeton ausgeführt.[1])

Die Form des Gewölbes war elliptisch von 3,2 auf 2,8 m Durchmesser und betrug seine Stärke je nach dem Gebirgsdruck 10 bis 25 cm.

In der horizontalen Richtung waren Rundeisen von 7 mm Durchmesser und in der vertikalen solche von 10 mm eingelegt.

Der Beton war in einer Mischung von 1 Teil Zement und 3 Teilen scharfem Kies verwandt worden.

Der im Bergrevier „Hannover" bei Oberkirchen gelegene Lietstollen ist für eine dreißigjährige Betriebsdauer berechnet und deshalb mit festem Ausbau versehen worden.[2])

Man verfuhr dabei nun derart, daß man die Wände aus Backsteinen 25 cm stark mauerte und dann vorher fertiggestellte Gewölbetafeln aus Eisenbeton einsetzte. Die Tafeln hatten bei einer Breite von 25 cm im Scheitel eine Stärke von 6 cm und am Auflager von 10 cm und waren mit Draht in Abständen von wenigen Zentimetern armiert (Abb. 34).

Auf der I. Tiefbausohle der Grube „Göttelborn" wurde eine Richtstrecke mit Rücksicht auf ihre Wichtigkeit in Eisenbeton hergestellt. Die Stärke der Wandungen und des Gewölbes betrug 15 cm. Als Querarmierung wurden Rundeisen von 10 mm Durchmesser und als Längsarmierung alte Drahtseile verwandt, welche je einen Abstand von 12 cm hatten. Für die Betonmischung wurde ein Verhältnis von 1 Teil Zement, 2 Teilen Sand und 4 Teilen Dioritkleinschlag gewählt. Die an der Leibung der Bogen angebrachte stumpfwinklig abgebogene Schiene sowie die Steinschrauben

[1]) Zeitschrift f. d. Berg-, Hütten- u. Salinenwesen i. Preuß. Staate, Berlin, 1901, Versuche und Verbesserungen.
[2]) Zeitschrift f. d. Berg-, Hütten- u. Salinenwesen i. Preuß. Staate, Berlin, 1905, Versuche und Verbesserungen.

sollen zur Verlegung von Rohrleitungen und Befestigung elektrischer Lichtleitungen dienen. Die Grubenverwaltung gibt als Selbstkosten einschl. Arbeitslohn 80 Mark für 1 lfd. m an (Abb. 35).

Diese Ausführung ist ungefähr ein Jahr alt, und haben sich bis jetzt keinerlei Anstände an derselben ergeben, was aber nicht besagen soll, daß diese Anordnung mustergültig ist. Unter anderem ist auf das Zusammenwirken der ganzen Konstruktion als Rahmen bei der Armierung wenig Rücksicht genommen.

Abb. 35. Ausbau einer Richtstrecke auf Grube Göttelborn.

Bei den Gewölben ist wegen des Auftretens der positiven und negativen Momente eine doppelte Armatur sehr zu empfehlen, während die fast allerorts angebrachten vielen Verteilungseisen wohl zum Teil entbehrt werden können. Dieser Mangel mag wohl auch der Grund gewesen sein, warum sich der vorher beschriebene Ausbau auf Zeche „Waldenburg" nicht bewährt haben soll.

Hieran schließen sich verschiedene Tunnelausführungen an, welche des Näheren im nächsten Kapitel „Tunnelbau" beschrieben werden.

Von großem Interesse dürfte die Anlage der Schächte beim Bau des East River-Tunnels der Pennsylvania-Eisenbahn[1]) sein, welche caissonartig nach abwärts getrieben wurden und in den Abb. 36 und 37 zu sehen sind.

Weiter ist der Detroit-Tunnel der Michigan-Eisenbahn zu erwähnen, bei dem die Einsteigschächte in Eisenbeton hergestellt wurden. Dieselben sind als Zwillingschächte von 3,6 × 4,5 m mit dazwischen ein-

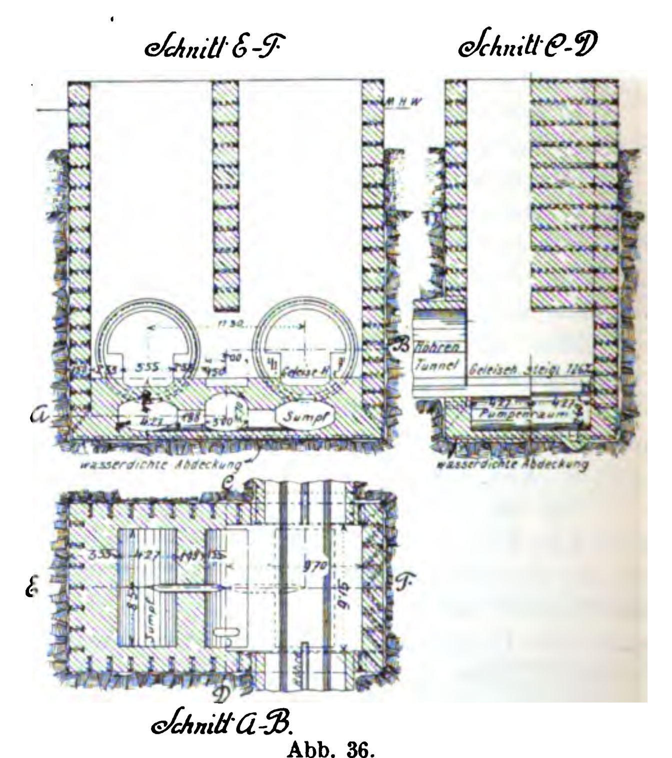


Abb. 36.
Einsteigschacht für den Tunnel unter dem East River.

[1]) Siehe Näheres im Kapitel „Tunnelbau".

gebautem Stiegenhaus ausgeführt. Die Stärke der Außenwände beträgt am Tunnelscheitel 1,07 m und nimmt nach oben auf 0,62 m ab. Als Armierung wurden alte Eisenbahnschienen verwendet. Nähere Einzelheiten sind aus den im Kapitel Tunnelbau, Seite 606 beigegebenen Zeichnungen ersichtlich.

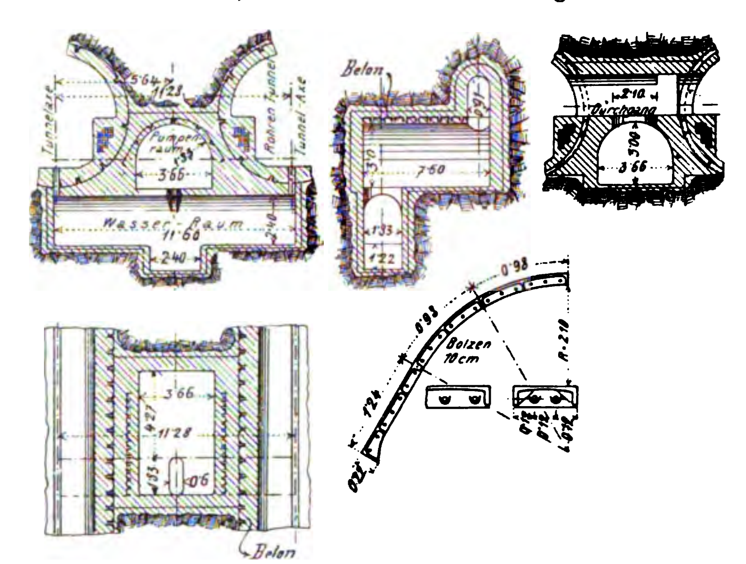


Abb. 37. Tunnel unter dem East River in Manhattan.

III. Wetterscheider.

Wetterscheider dienen zur Fortführung und Abtrennung größerer Wettermengen. Um eine möglichst geringe Reibung zu erzielen, sollen die Wandungen glatt und ohne vorspringende Teile sein.

Da bei Herstellung derselben neuerdings die Forderung der Feuersicherheit gestellt wird, kommen neben Mauerwerk und Beton nur solche aus Eisenblech und Eisenbeton in Frage.

Gemauerte Wetterscheider in Schächten sind nur dann zweckmäßig, wenn sie genügend stark angelegt werden, um nicht durch die Erschütterung undicht zu werden. Dieses führt zu sehr großen Mauerstärken, welche wieder große Herstellungskosten sowie eine Querschnittsverengung des Schachtes zur Folge haben.

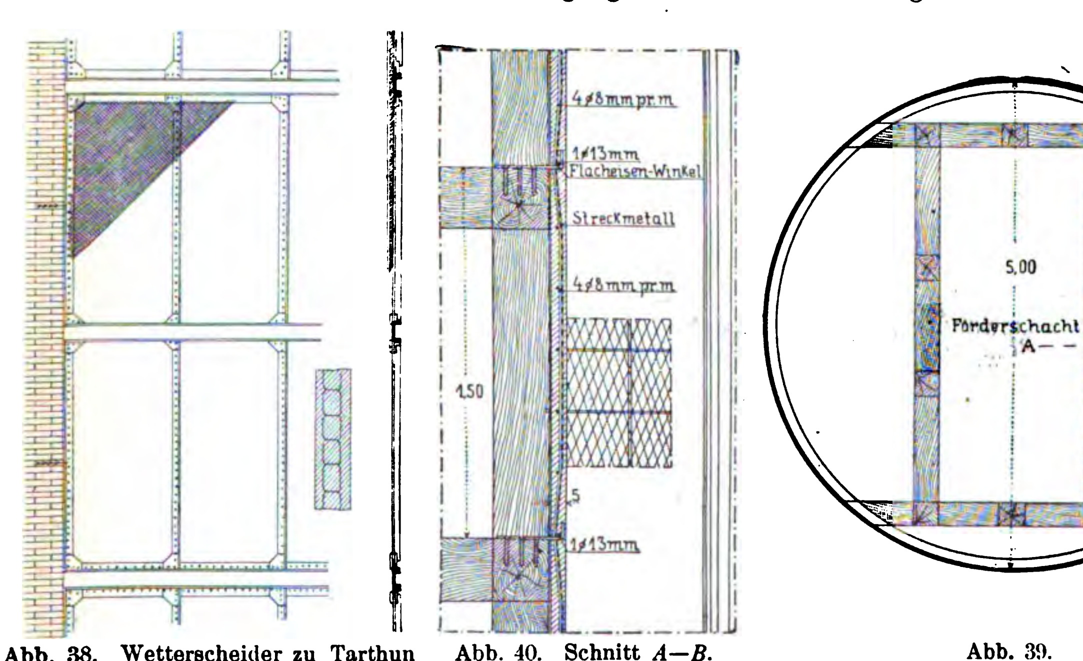


Abb. 38. Wetterscheider zu Tarthun auf dem Brefeldschacht.

Abb. 40. Schnitt $A—B$.

Abb. 39. Wetterscheider auf Zeche Nordstern III.

Die Wetterscheider aus Eisen haben den Nachteil, daß sie mit Rücksicht gegen das Abrosten eine so bedeutende Stärke erhalten müssen, daß auf der einen Seite der Einbau mühsam und gefahrvoll, auf der anderen Seite die Kosten ungewöhnlich hoch werden.

Von diesen Erwägungen geleitet, führte die Kgl. Berginspektion zu Staßfurt auf dem Brefeld-Schacht bei Tarthun den Wetterscheider in eisenbewehrtem Beton aus (Abb. 38). Die Wetterscheidewand besteht nämlich aus dünnen, nur etwa 35 mm starken Betonplatten, welche ein Drahtgewebe als Armierung erhalten haben. Durch

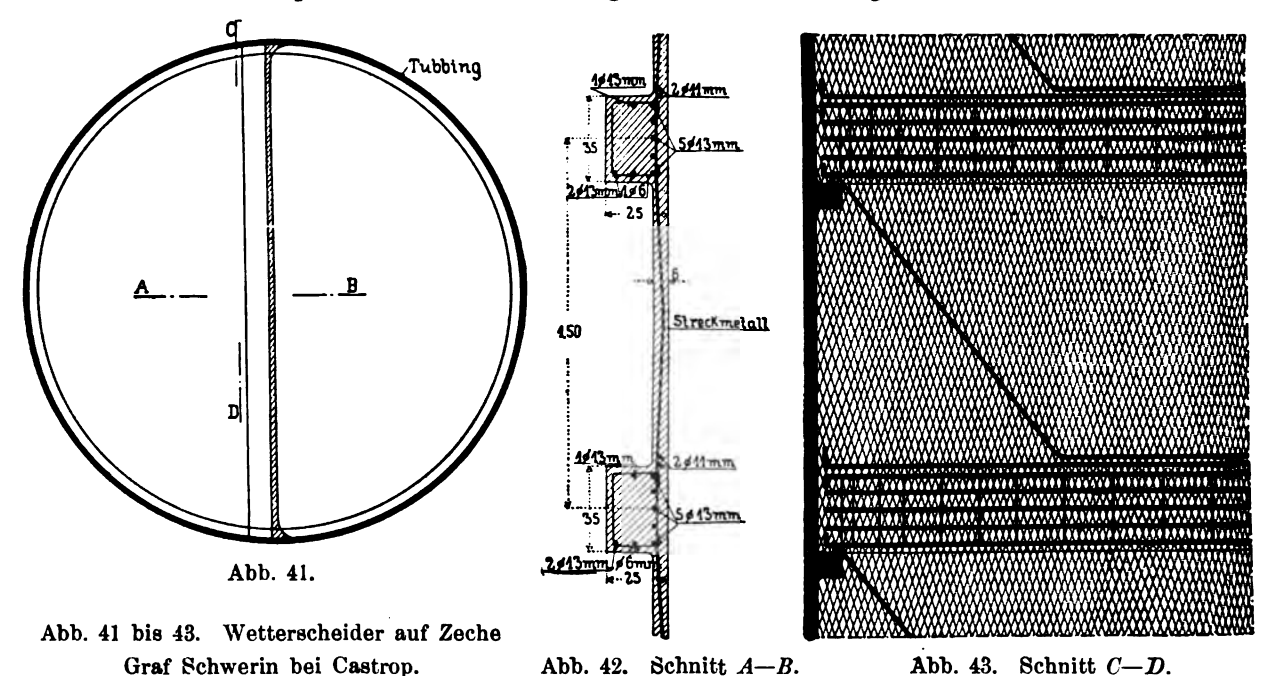


Abb. 41.

Abb. 41 bis 43. Wetterscheider auf Zeche Graf Schwerin bei Castrop. Abb. 42. Schnitt *A—B*. Abb. 43. Schnitt *C—D*.

ein Schachtscheidegerüst wurde die Fläche in einzelne Felder von etwa 0,9 m Breite zerlegt, zwischen denen das Gewebe gespannt und beiderseits verputzt wurde.

Die Ausführung erfolgte felderweise von oben nach unten mit Hilfe einer an zwei Kabeln hängenden Bühne.

Die Kosten stellten sich nach Angabe der Grubenverwaltung auf 78,59 Mark für das steigende Meter, gegenüber 112 Mark für eine Ausführung mit 6 mm starken Blechtafeln.

In ähnlicher Weise wurde auf Zeche Nordstern Schacht III in Horst eine Wetterscheidewand errichtet (Abb. 39 und 40).[1]

Die Schwierigkeit bestand hier in der Befestigung, da dieselbe an die Stelle eines hölzernen Wetterscheiders treten sollte, und als Befestigung die Schachtauszimmerung dienen mußte. Diese Aufgabe wurde derartig gelöst, daß die Wand an starken Flacheisenbügeln, die an den wagerechten Hölzern der Zimmerung durch starke Schraubenbolzen befestigt waren, aufgehängt wurde.

Die Herstellung geschah mittels einer festen Bühne, welche von Schachthauern verlegt wurde.

Eine Plattenbalkenkonstruktion stellt der Wetterscheider auf Zeche Graf Schwerin bei Castrop dar (Abb. 41, 42, 43).[2]

[1] Beton u. Eisen 1906, Heft IX.
[2] Vergl. Beton u. Eisen 1906, Heft IX.

Die Herstellung geschah hier von einer fliegenden Bühne aus und zwar wurde von oben nach unten gearbeitet. Für die Armierung der Platte wurde wie im vorhergehenden Falle Streckmetall, für die Balken aber Rundeisen verwendet.

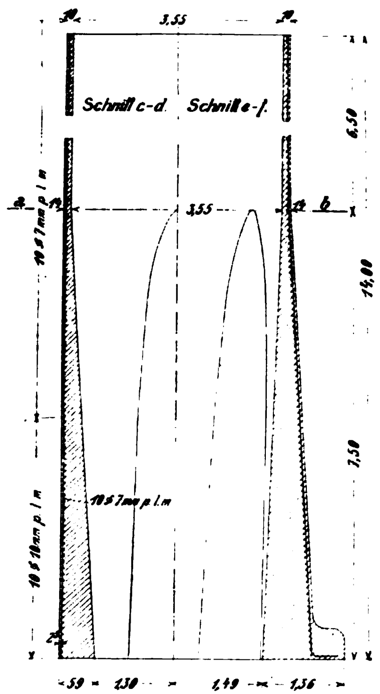
In beiden Fällen wurden die Platten für ihr Eigengewicht als Balken von großer Höhe berechnet, so daß sie, da noch in der wagerechten Achse durch die Luftverdünnung im Wetterschacht eine Belastung von 230 kg/m² wirkte, in zwei Achsen auf Biegung beansprucht wurden. Die Ausführungen haben sich im Betriebe bestens bewährt.

IV. Bergbauliche Anlagen über Tage.

In nachstehendem soll auf einige über Tage befindliche und der Bergbaukunst eigentümliche Bauwerke näher eingegangen werden.

α) Auswurftrichter.

In Abb. 44 ist zunächst ein für die Ventilation benutzter Auswurftrichter dargestellt. Der auf Zeche „Friedrich der Große" (Ruhrkohlengebiet) errichtete Trichter ist ein Zylinder von 14 m Höhe und 3,55 m Durchmesser. Zur Versteifung sowie zur Herabminderung der durch die bewegte Luft erzeugten Vibrationen sind bis zur



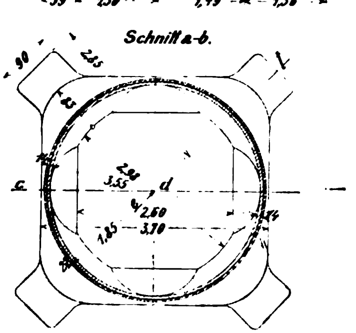


Abb. 44 Auswurftrichter auf Zeche „Friedrich der Große".



Abb. 45. Flugstaubkanal zu Alexisbad.



Abb. 46. Flugstaubkanal bei Stolberg.

Höhe von 7,5 m kegelförmige Rippen hochgeführt worden. Die Längs- und Querarmierung besteht in Rundeisen.

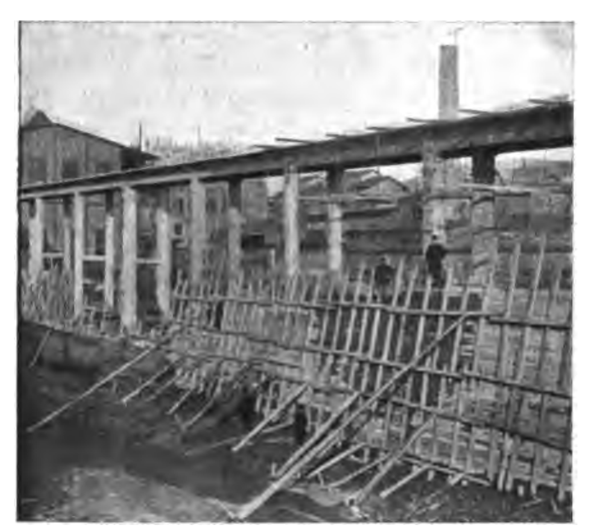


Abb. 47. Kohlenschlammteich für die Abendröte-Grube bei Waldenburg.

β) Flugstaubkanäle.

Im Hüttenwesen wird Wert darauf gelegt, den Hüttenrauch von dem mitgeführten Metallstaub zu reinigen und nur den reinen Gasstrom zur Erde gelangen zu lassen. Dieser Forderung ist man dadurch gerecht geworden, daß man den Rauch durch sehr lange Kanäle von großem Querschnitt leitet, in denen sich der mitgeführte Metallstaub niederschlägt.

Bei Ausführungen in Mauerwerk werden diese Kanäle teuer und leiden sehr durch die wechselnden Temperaturen der Gase, welches wieder ein Undichtwerden im Gefolge hat. Man hat daher zu Eisenbetonkonstruktionen gegriffen, und haben sich diese Ausführungen bestens bewährt.

Der in Abb. 45 dargestellte Flugstaubkanal ist für die Anhaltische Blei- und Silberhütte in Alexisbad in Anhalt hergestellt und besitzt eine Länge von über 500 m.

Die Kosten haben 65 Mark für 1 m betragen.

Bei dem in Abb. 46 dargestellten Flugstaubkanal mußte die Eisenbahnstrecke Stolberg—Walheim (Rheinland) überschritten werden. Es wurde daher ein Eisenbetonbogen von 14,70 m lichter Spannweite angeordnet, welcher neben dem Flugstaubkanal noch einen Fußsteig trägt.





Abb. 48 u. 49. Kühlturm für das Hüttenwerk Differdingen.

Abb. 50 Kühlturm auf Zeche Hohenzollern IV.

Die Querschnittfläche des Kanals beträgt 8 m².[1]) Ein weiterer Flugstaubkanal ist

[1]) Chemiker-Zeitung Nr. 81, XVI, sowie Dr. Foehr, „Hüttenrauchanlagen nach System Monier-Freudenberg".

in Leadville, Colorado, ausgeführt und dient dazu, die vom Schmelzofen kommenden Abgase, die stark schwefelhaltig sind, abzukühlen und so den Schwefel zu fällen.[1]) Die Querarmierung besteht aus 5 cm hohen ⊏-Eisen, die im Abstande von 40 cm aufgestellt sind. Die Längsarmierung wurde durch Flacheisen von 30 × 4 mm gebildet, welche in 1 m Entfernung angeordnet sind. Das Ganze wurde darauf mit Streckmetall überdeckt und 7 cm stark ausbetoniert. Die Mischung des Betons bestand aus 1 Teil Zement und 3 Teilen Sand, die des inneren Putzes aus 1 Teil Zement und 1 Teil Sand. Der Kanal besitzt bei einer Breite von 5,40 m eine Höhe von 3,80 m und hat elliptische Bogenform.[1])

γ) Kohlenschlammteiche.

Das von den Kohlen wäschen ablaufende Wasser führt sehr viele Kohlenteilchen mit. Um es nun von diesen zu befreien, leitet man es durch verschiedene Becken, in denen der Kohlenschlamm sich niederschlägt und nach Verdunstung des Wassers herausgegraben und verwendet wird.

In Abb. 47 ist ein solcher Kohlenschlammteich, welcher für die Abendröte-Grube der Fürstlich Pleßschen Bergwerksdirektion, Schloß Waldenburg, von der Firma Alban Vetterlein, Glauchau, gebaut wurde, während des Baues gezeigt.

In der Konstruktion und Berechnung unterscheiden sie sich in nichts von den übrigen Klärbecken, und sind die Wände gegen Erd- bezw. Wasserdruck zu untersuchen.

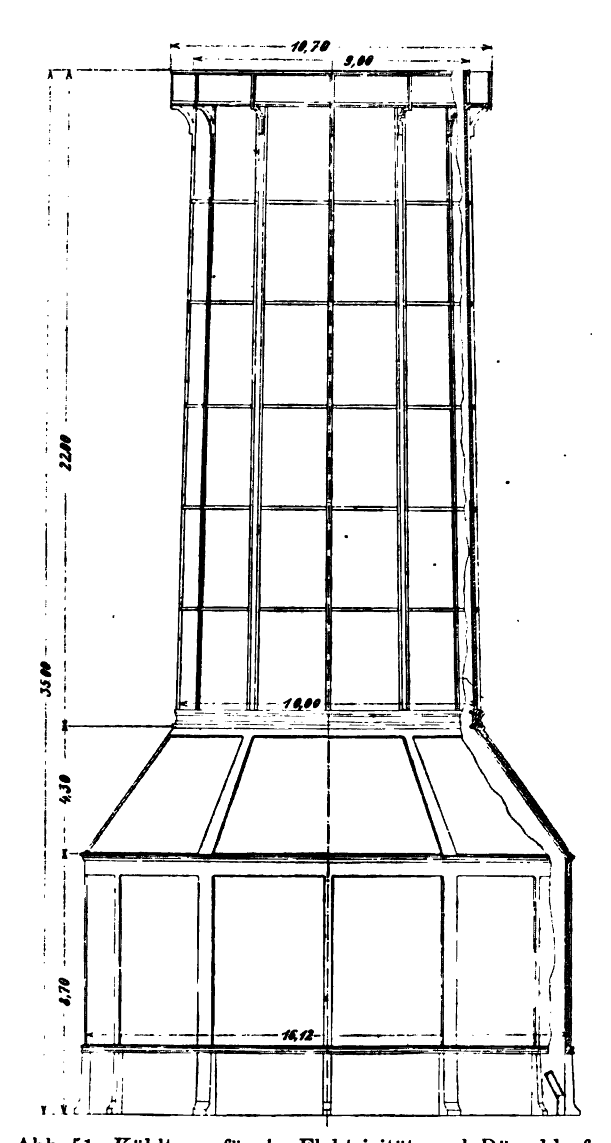


Abb. 51. Kühlturm für das Elektrizitätswerk Düsseldorf.

δ) Kühltürme.

Auch bei den Rückkühlanlagen hat sich der Eisenbeton durch seine Dauerhaftigkeit und dadurch bedingte Wohlfeilheit gegenüber den bisher üblichen Holztürmen Eingang verschafft.

Der in Abb. 48/49 abgebildete Kühlturm ist von der Firma Wayss u. Freytag, Neustadt, für das Hüttenwerk Differdingen erbaut und besteht aus einem Unterbau, auf den sich eine Kuppel mit einem 22,7 m hohen Zylinder aufsetzt.

Die Konstruktion war nur für ihr Eigengewicht sowie den Winddruck berechnet.

[1]) The Doings of Expanded Metal.

Eine ähnliche Anlage ist von der Firma Schlüter, Dortmund, auf Zeche „Hohenzollern IV“, Merklinde in Westfalen, hergestellt worden (Abb. 50).

Von derselben Firma ist auch für das Elektrizitätswerk Düsseldorf ein Kühlturm errichtet, bei dem die Wandungen durch ein System sich kreuzender Rippen mit dazwischengespannten dünnen Eisenbetonplatten gebildet wurden. Die Armierung der Rippen bestand aus leichtem Profileisen (Abb. 51)

Literatur.

a) Werke.

Dufrane-Demanet, Traité d'exploitation des mines de houille.
Köhler, Lehrbuch der Bergbaukunde.
Congrès International des chemins de fer 1903.
The Doings of Expanded Metal.
Wayss u. Freytag. Neuere Ausführungen in Hoch- und Tiefbau.

b) Zeitschriften.

Berg- und Hüttenmännische Zeitung 1889 u. 1891.
Beton u. Eisen 1906.
Chemiker-Zeitung XVI.
Engineering News 1907.
Glückauf 1906. Joosten, Die Anwendung des Gefrierverfahrens beim Abteufen zweier Schächte auf der holländischen Staatsgrube B in der Provinz Limburg.
Zeitschrift für das Berg-, Hütten- und Salinenwesen im Preußischen Staate 1898, 1901, 1904, 1905, 1906, Versuche und Verbesserungen beim Bergwerksbetrieb. H. Bausen, Der Grubenausbau.

b) Tunnelbau, Stadt- und Untergrund-Bahnen.

Bearbeitet von Ingenieur **A. Nowak,** Baukommissär der k. k. Eisenbahnbaudirektion in Wien.

I. Tunnelbau.

Allgemeines.

Bis vor kurzem wurde im reinen Tunnelbau, zum Unterschiede von den gedeckten und überwölbten Einschnitten, welche fälschlich von Laien auch als Tunnel bezeichnet werden, wohl nur Ziegel-, Bruchstein- oder Quadermauerwerk zur Herstellung der Tunnelröhre verwendet, und erst in der neuesten Zeit gelangte auch die Verwendung des Stampf- sowie auch Eisenbetons im Tunnelbau immer mehr zur Anwendung. Die Einbau- und Arbeitsmethoden hierbei unterscheiden sich wohl nicht wesentlich von jenen bei den bisher üblichen Tunnelbauweisen, und es mögen deshalb nur allgemeine Angaben über die Herstellung von Betontunnelröhren kurz angegeben werden. Vor allem ist hierzu eine solide Einrüstung erforderlich. Diese besteht aus der Schalung, der eigentlichen Rüstung und den Ausrüstungsvorrichtungen. Die Schalung wird aus 5 bis 8 cm starken Pfosten hergestellt, welche möglichst dicht nebeneinander gelegt werden. Diese ruhen auf Kranzhölzern (Lehrbogen), welche in den meisten Fällen aus hochkantig gestellten Bohlen, meistens 2 bis 3 miteinander verschraubt, ausgebildet werden. Diese Lehrbogen können fest oder beweglich sein; letzteres gelangt in neuerer Zeit wohl immer mehr zur Anwendung, vorausgesetzt, daß der zur Verwendung kommende Tunnelquerschnitt auf eine längere Strecke der gleiche bleibt. Zu diesem Zwecke ruhen die Lehrbogen auf eigenen Gestellen längs der Widerlagermauer und bewegen sich mittels Räder auf Schienen. Bei einigen Tunnels werden auch eiserne Lehrbogen verwendet, entweder aus Altschienen oder Profilträgern, und zwar so, daß dieselben dann später mit Vorteil einbetoniert werden können. Die Aufstellung der Lehrbogen geschieht in Entfernungen von 75 bis 100 cm, je nach den Druckverhältnissen des Gebirges, und diese Lehrbogen haben nicht nur den Druck des Gebirges, sondern auch die Last des Betongewölbes zu tragen. Für ihre Berechnung läßt sich schwer etwas genaues angeben, da die Druckverhältnisse des Gebirges gewöhnlich unbekannt sind; man geht daher am besten nach empirischen Regeln vor und führt sie deshalb in ziemlich starken Dimensionen aus. Die Ausrüstung wird im Tunnelbau wohl nur mit Holzkeilen bewerkstelligt. Was die Ausführung der Betonierung anbelangt, so werden die Tunnelrohre in einzelnen Ringen hergestellt, welche sich stumpf stoßen. Zuerst werden die Widerlagermauern bis zur Anlaufhöhe des Gewölbes hergestellt; sodann wird das Gewölbe betoniert in der Weise, daß von beiden Widerlagern gegen den Scheitel zu gearbeitet wird, und zwar wird der Beton immer auf die Höhe nur eines Pfostens, welcher über die Kranzhölzer geschoben wird, eingebracht und festgestampft, wonach wieder ein Pfosten angereiht wird und die Betonierung ihren Fortgang nimmt, welcher Vorgang so weiter geht bis auf einen etwa $1^1/_2$ m breiten Streifen des Gewölbes am Scheitel.

Dieser Scheitelstreifen wird in der Weise hergestellt, daß von dem einen Ende des Ringes gegen das andere in der Längsrichtung des Tunnels betoniert wird. Was die Herstellung des Betons anbelangt, so wird derselbe gewöhnlich außerhalb der Tunnelröhre auf eigenen Mischbühnen zubereitet. Man kann im Tunnelbau unterscheiden:

1. Tunnels über Wasser,
2. Tunnels unter Wasser.

1. Tunnels über Wasser.

Bei diesen Tunnelbauten gehen die Arbeiten ohne besondere Maßregeln gegen die Grund- und Tagwässer vor sich, also ohne Zuhilfenahme von Druckluft usw. Hier hängt die Baubildung und Ausführung des Tunnels ab von dem Gebirge, welches durchsetzt wird. Dementsprechend gibt es:

a) Tunnels in sehr festem Gebirge,
b) Tunnels in festem, aber verwitterbarem Gebirge,
c) Tunnels in drückendem Gebirge.

Zu a) In diesem Falle ist keine Versicherung der ausgebohrten Tunnelwand notwendig. Ein Verputz ist empfehlenswert, um die Einwirkung der Atmosphäre fernzuhalten und etwa später auftretende Druckerscheinungen wahrzunehmen.

Zu b) Hier hält sich zwar die Gebirgswand für einige Zeit, ist aber durch den Einfluß der Atmosphäre und des Wassers Zersetzungen und Zerbröcklungen unterworfen und muß, um ein etwaiges Einstürzen hintanzuhalten, gegen diese Einflüsse gesichert werden. Bisher wurde bei einem Gebirge dieser Art der Tunnel mit einem schwachen Ziegel- oder Bruchsteinmauerwerk, bisweilen auch mit Betonkörpern verkleidet. Gerade für diese Gebirge ist die Eisenbetonbauweise wie geschaffen. Die bisherigen Verkleidungsprofile kann man infolge der zu verwendenden Materialien nicht schwächer als 40 bis 50 cm machen. Würde man diese Verkleidungsschale in Eisenbeton, also als Monierschale ausführen, so kann man die Stärke derselben auf 8 bis 15 cm herabdrücken, und würde dadurch bedeutend an Aushubarbeiten und Material sparen. Durch geeignete Ankereisen befestigt man die Monierschale mit der hinter ihr befindlichen Gebirgswand. Ebenso kann man durch entsprechende Drainrohre bei wasserreichen Stellen für einen geregelten Abfluß sorgen.

Zu c) Ist das Gebirge sehr drückend, so erfordert dasselbe naturgemäß einen sehr schweren Einbau. Dieser wurde in den allermeisten Fällen bisher aus Holz ausgeführt, hauptsächlich wohl der Billigkeit und der leichteren Handlichkeit wegen. Aber dieser Holzeinbau genügt sehr oft nicht und man muß zur eisernen Rüstung greifen, sei es nun als einfache I-Träger oder zu ganzen Fachwerksrippen.

Professor v. Rziha[1]) hat schon seinerzeit eine Methode empfohlen und bei einigen Tunnels angewendet, bei welcher Gußeisengesperre von bestimmtem Profil zur Anwendung gelangten. Es liegt nun auf der Hand, wenn man schon zur Eisenrüstung greift, diese nicht nur provisorisch als Schalungsgerüst zu brauchen, sondern in Verbindung mit Beton als tragende Bestandteile der Tunnelröhre zu verwenden. An einigen Beispielen dieser Bauart wird dies später erläutert werden.

Besprechung einiger typischen Fälle des Tunnelbaues.

α) Reine Stampfbetontunnels.

Beacon Street-Tunnel für die Wasserversorgung der Stadt Boston. Dieser, im verwitterten Konglomeratfels ausgeführte, 1,7 km lange Tunnel wurde im

[1]) F. v. Rziha, Lehrbuch der gesamten Tunnelbaukunst. 2. Aufl. Berlin, 1874.

Jahre 1875 in Bruchsteinmauerwerk hergestellt. Bereits 1877 haben sich große Verdrückungen gezeigt, und es sind Einstürze erfolgt, deren Ursachen in den geologischen Verhältnissen des Gebirges gelegen waren. Zur Rekonstruktion verwendete man im Jahre 1889 Stampfbeton, und dürfte dies die erste Anwendung des Betons im Tunnelbau sein. Da dieser Tunnel das Wasser der Stadt Boston zuführte, konnte in ihm nur an 4 Tagen der Woche gearbeitet werden. Der Vorgang war der folgende: Zuerst wurden die Fels- und Mauerwerkstrümmer ausgeräumt, sodann die Sohle mit einer 7 cm starken Schotter- und 10 cm starken Sandschicht versehen, was in der Weise geschah, daß das Wasser an diesen Arbeitstagen, immerhin noch mit einer Tiefe von 10 bis 15 cm rinnend, durch geeignete Dämme abgelenkt wurde. Auf eine Länge von ungefähr 1150 m wurde ein Arbeitsgleis von etwa 60 cm Spurweite auf einem Arbeitsgerüst verlegt, welches aus 500 Gerüstböcken von 2,40 m Entfernung bestand. Diese Gerüstböcke wurden außerhalb des Tunnels hergestellt und wurden etwas in das Gefälle gelegt. Was die Einrüstung anbelangt, so wurden die einzelnen Lehrbogen in Entfernungen von 60 cm aufgestellt. Dieselben bestanden aus 3 Lagen hochkantig gestellter Pfosten von zusammen 15 cm Stärke und 25 cm Höhe. Für die Seitenwände bestand ein eigenes Gerüst, welches mit dem oberen halbkreisförmigen Lehrbogen durch einen 5 cm starken Raum, in welchen Holzkeile eingebracht wurden, getrennt war. Die beiden Gerüste wurden miteinander verbolzt, wie dies in der Abb. 1 zu ersehen ist. Es waren immer 75 volle Gesperre im Gebrauch. Auf diesen Lehrbogen ruhten die Schalpfosten von 5 cm Stärke und $2^1/_2$ m Länge. Zur Herstellung des Betons waren 4 Mischbühnen von $4^1/_2$ m Länge und $1^1/_2$ m Breite notwendig und wurden so angeordnet, daß das Material aus den Rollwagen nicht unnötig gehoben zu werden brauchte. Im ganzen waren 10 Karren im Gebrauch. 7 für den Transport von Material, 2 für den Transport des fertigen Betons von der Erzeugungs- zur Verwendungsstelle und 1 für verschiedene andere Sachen. 4 Karren waren für den Schotter- und Steintransport, und 3 für den Zement- und Sandtransport besonders eingerichtet. Was die Austeilung der Arbeiter anbelangt, so waren 2 Mann nötig, um die herabgefallenen Steine und Trümmer zu sammeln, 1 Mann, welcher den Sand, 2 Mann, welche den Schotter für die Herstellung der Sohle schaufelten. 7 bis 8 Mann waren bei den Karren, welche das Material zu den Mischbühnen förderten, 1 Vorarbeiter und 5 Mann waren bei der Mischpartie, 2 Mann, welche den Beton aus den Karren zur Arbeitsstelle schaufelten, mit 2 Hilfsarbeitern, 4 Mann zum Schlichten und Stampfen des Betons; 4 Mann waren nötig für besondere Arbeiten, wie das Aufstellen der Böcke für das Gleis, Herstellung von Wasserdämmen usw., weitere 6 Mann waren mit der Einrüstung bezw. Ausrüstung beschäftigt, so daß im ganzen 41 Mann durch 4 Tage in der Woche beschäftigt waren. Was die Ausführung anbelangt, so wurde die Tunnelröhre von mindestens 30 cm starkem Portlandzement-Stampfbeton hergestellt und satt an das Gebirge festgestampft. Nur bei größeren Ausbrüchen wurden

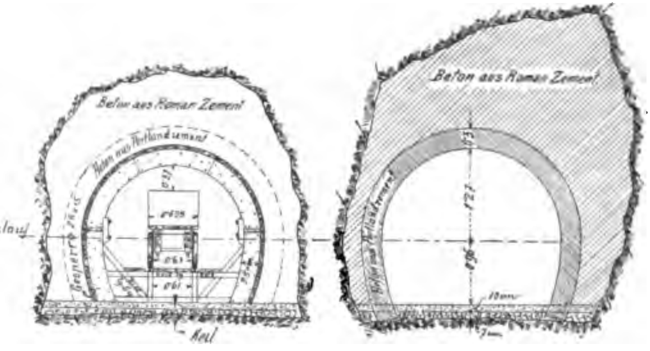


Abb. 1. Einrüstung des Beacon Street-Tunnels.

Abb. 2. Querschnitt des Beacon Street-Tunnels.

die Hohlräume mit Beton aus Roman- (natürlichem) Zement ausgefüllt, wie dies die Abb. 2 zeigt. Das Stampfen dieser Hohlräume war wohl der schwierigste Teil des Tunnelbaues, da eigene Hilfsgerüste nötig waren und mit sehr langen Stößeln gearbeitet werden mußte. Für eine gründliche Entwässerung wurde vorgesorgt, indem an bestimmten Stellen Wasserrohre einbetoniert wurden. Das ganze Werk wurde innerhalb dreier Winter, 1889 bis 1892, hergestellt. Die Kosten stellten sich auf 100 Kr. für 1 m^3. Zu bemerken wäre ferner, daß das Arbeitsgleis im Tunnel belassen wurde, um es für etwaige spätere Rekonstruktionen wieder zu verwenden.

Gallitzin-Tunnel.[1]) Dieser Tunnel liegt zwischen Harrisburg und Gallitzin an der Pennsylvania-Eisenbahn, ist eingleisig und hat eine Länge von etwa 1100 m. Die beiden Seitenmauern sind aus gewöhnlichem Bruchsteinmauerwerk, über welchen der Bogen aus Stampfbeton zur Ausführung gelangte. Von Interesse ist das Arbeitsgerüst daselbst, da dieses beweglich ausgeführt wurde. Längs der Widerlager wurden auf lange Schwellen Gleise gelegt, auf welchen je 3 Räder in Entfernung von 2,40 m liefen. Die Seitenschalungen ruhen auf einer Plattform auf, die sich in der Höhe der Bruchsteinwiderlager befindet, und können durch Lüften von Bolzen auf eisernen Führungsschienen erweitert und verengt werden (Abb. 3). Dieser Tunnel wurde in Längen von 6 m hergestellt, und zwar in der Weise, daß nach Aussprengen des Gebirges die Tunnelröhre ausbetoniert wurde; nach Erhärten des Betons wurden die Seitenschalungen und die Bogenschalung ausgerüstet und das ganze Gerüst in die nächste Arbeitsselle vorwärtsbewegt.

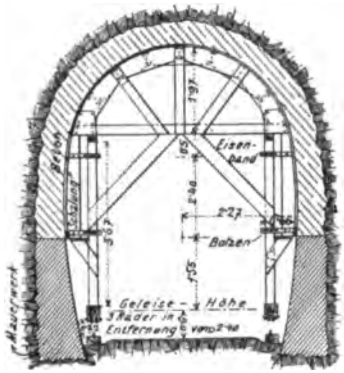


Abb. 3. Querschnitt und Einrüstung des Gallitzin-Tunnels.

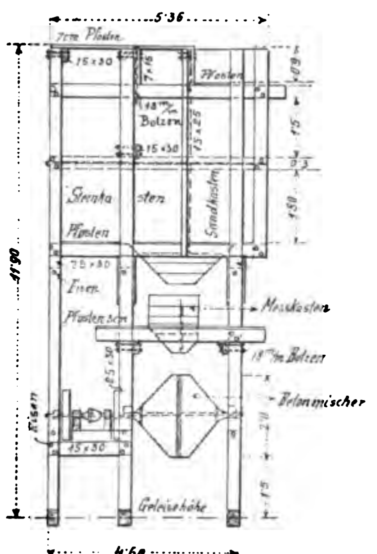
Kraftwasserstollen von dem Staubecken der Urfttalsperre zu der Turbinenanlage an der Ruhr.[2]) Dieser Tunnel dient dazu, um ein Gefälle von rund 50 m auszunutzen, so daß er einen Druck von 5 Atmosphären auszuhalten hat. Derselbe ist 2850 m lang und ist bergmännisch durch das aus Grauwacke bestehende Gebirge getrieben, das auf längeren Strecken mit kräftigem Holzeinbau versehen werden mußte. Nach Vollausbruch und kräftigem Abspritzen der Gesteinswände wurden diese zur Erzielung völliger Wasserdichtigkeit zunächst mit einem 2 cm starken Putz von 1 Teil Zement, $^1/_2$ Teil Traß und 3 Teilen Sand versehen. Die Herstellung der Betonwände des Tunnels erfolgte mittels Zuhilfenahme von eisernen Lehrgerüsten, die in Längen von 150 m auf einmal aufgelegt wurden und welche in der Abb. 4 zu ersehen sind. Bei glatter Strecke wurden in 24 Stunden etwa 20 m der Tunnelauskleidung ausgeführt. In den druckreicheren Teilen, wo die eingebauten Hölzer ein Hindernis bildeten, natürlich viel weniger. Die durchschnittliche Wandstärke betrug

Abb. 4. Querschnitt und Einrüstung des Wasserstollens bei der Urfttalsperre.

[1]) Eng. News 1903. — [2]) Siehe Schumann u. Büsing „Der Portlandzement“ usw.

28 cm, welche sich aber bei festem Gebirge auf 20 cm verringerte, in den Druckstrecken aber auf 60 bis 100 cm Stärke vergrößerte. Der Beton wurde aus 5 Teilen Mörtel und 9 Teilen Schotter hergestellt. Der Mörtel bestand aus 1 Teil Zementmörtel 1:2 und 3 Teilen Traßmörtel, aus 1 Teil Kalk, 1,5 Teilen Traß und 1,57 Teilen Sand. Die innere Fläche wurde aufgerauht und ebenfalls mit einem 2 cm starken Mörtel geputzt, außerdem noch zwei- bis dreimal mit Siderosthen gestrichen. Die Mischung des Betons erfolgte mit Maschinen.

Murray-Hill-Tunnel.[1]) Dieser von der New-York Rapid Transit Railway ausgeführte Tunnel zeigt senkrechte Seitenwände und einen Bogen, der aus drei Kreisen gebildet ist. Die innere Breite beträgt 7,5 m und die Höhe 4,8 m. Es wurden zwei nebeneinander laufende Tunnelröhren ausgeführt. Jeder der beiden Tunnels wurde von Schächten aus betrieben, welche an den Enden der Tunnelröhren angeordnet wurden. Der Tunnelaushub wurde zuerst am Südschachte des westlichen Tunnels begonnen, indem ein Firststollen getrieben wurde, während bei dem östlichen Tunnel mit einem Sohlstollen begonnen wurde. Dieser Sohlstollen hatte 3 m Höhe und 2,40 m Breite. Der Beton wurde maschinell erzeugt, und befanden sich sämtliche Hilfsmaschinen in den Schächten. Wie aus der Abb. 5 zu ersehen ist, enthält der Schacht an seinem oberen Ende einen Kasten, welcher in zwei Teile geteilt ist. Das obere Ende dieses Kastens fällt mit der Straßenoberfläche zusammen. Der eine Kastenteil war für Schlägelschotter bestimmt, welcher von oben eingebracht wurde, während der andere Teil für Sandaufnahme bestimmt war. Dieser Kasten endigt unten in eine Trichterform, deren Öffnung über einem Meßkasten lag, und durch welche die einzelnen Materialien, Sand und Schotter, in bestimmten Volumenmengen eingelassen wurden. Der Zement wurde, in Säcken auf der Plattform vorbereitet, in den Betonmischer gebracht. Unterhalb des Mischers liefen Karren, in welche der fertige Beton entleert wurde. Die Betonierungsarbeiten wurden durch ein Arbeitsgerüst erleichtert. Zuerst wurden die Füße der Seitenmauern ausgeführt. Sobald diese auf eine Höhe von 45 cm fertig waren, wurden an jeder Seite des Tunnels Schienen gelegt, welche die Arbeitsgerüste zu tragen hatten. Es waren drei solcher Arbeitsgerüste in Anwendung: eines für die Schalung der Seitenmauern (Abb. 6), ein zweites zur Führung einer Plattform, ein drittes für die Einrüstung des Bogens (Abb. 7). Sämtliche Gerüste bewegten sich auf Rädern. Der Beton wurde zuerst auf die obere Plattform geschaufelt, von wo er in den Raum zwischen die Schalung der Seitenmauer und des Gebirges eingebracht und satt an dasselbe gestampft wurde. Nach Erhärtung des Betons wurden die Keile, welche die Schalpfosten festhielten, ausgerüstet und das ganze Mauergerüst nach vorwärts bewegt. Das Gerüst für den Bogen ist in der Abb. 7



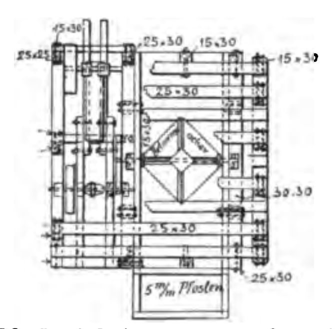


Abb. 5. Arbeitsgerüste im Schachte des Murray-Hill-Tunnels.

[1]) Eng. News 1902, 18. September, S. 204.

zu sehen. Die Krone der fertigen Seitenmauer kam ungefähr bis zum Punkte *B*, während die Bogenschalung erst bei dem Punkte *A* der Abb. 7 begann. In diese

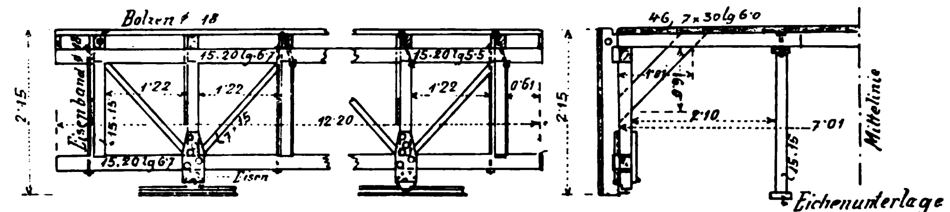


Abb. 6. Schalungsgerüste der Seitenmauern des Murray-Hill-Tunnels.

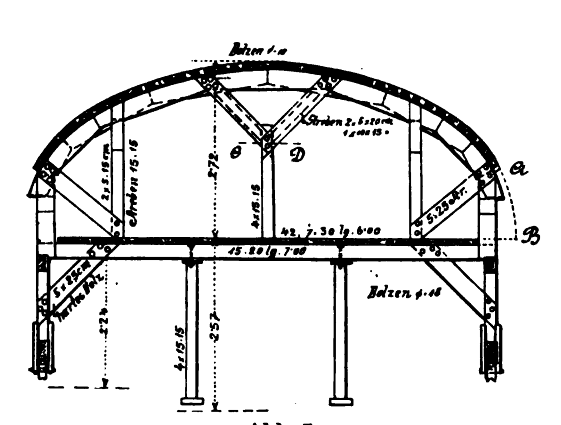


Abb. 7.
Bogengerüste des Murray-Hill-Tunnels.



Abb. 8. Lichtbild eines nicht ausbetonierten Scheitelstreifens im Murray-Hill-Tunnel.

Öffnung *AB* mußten besondere Formen eingesetzt werden, um den Beton fertig zu stampfen. Nachdem dies fertig war, wurde die Schalung auf das fahrbare Bogengerüst aufgesetzt und von den Widerlagern gegen den Scheitel zu der Beton auf Pfostenhöhen eingebracht und festgestampft. Für die höheren Partien wurde hierzu eine Zwischenplattform eingebracht und auf die Höhe *CD* überschaufelt. Diese Arbeit ging so fort bis auf einen Scheitelstreifen von 1,50 m Breite, welcher vom vorderen gegen das rückwärtige Ende jedes Ringes ausbetoniert wurde und im Lichtbilde in der Abb. 8 zu sehen ist.

Tunnel in der Atlantic Avenue-Station der Bostoner Untergrundbahn. Dieser Tunnel wurde aus reinem Stampfbeton hergestellt und hat eine lichte Weite von 12,35 m bei einer Höhe des Scheitels über dem Gleis von 7,55 m. Die Scheitelstärke beträgt 90 cm, die der Seitenmauern 1,30 m und des Sohlgewölbes ebenfalls 90 cm, und ist der Querschnitt in der Abb. 9 zu sehen. Die Arbeiten wurden folgendermaßen ausgeführt: Es wurde zuerst ein Sohlstollen längs des Fußes der Seitenmauern auf ungefähr 1,50 m über Gleishöhe errichtet, Phase 1 (Abb. 10), und sogleich Beton von der Sohle der Seitenwand her eingebracht, Phase 2, 3, 4 (Abb. 10), sodann der Stollen erweitert und die Seitenmauer bis ungefähr zur Anlaufhöhe fertiggestellt, Phase 5, 6, (Abb. 10). Zu gleicher Zeit wurde ein Firststollen getrieben, von welchem Querstollen zu den Seitenmauern heruntergingen. Dieser Firststollen war 1,80 m breit und 2,10 m hoch. Knapp unterhalb dieses wurde ein zweiter von 1,80 m · 1,80 m Querschnitt getrieben. Diese beiden Stollen sind im Lichtbilde in der Abb. 11 zu sehen. Der Querstollen wurde so ausgehoben, daß seine äußere Fläche

mit der äußeren Leibung des Tunnels zusammenfällt, während seine Unterfläche beiläufig 30 bis 40 cm unterhalb der inneren Gewölbeleibung zu liegen kam. Diese Stollen wurden in so einer Breite ausgeführt, daß man genügend Raum hatte, ein Bogenstück von 75 m Länge zu betonieren. Gegen das obere Gebirge wurde der Stollen durch Bleche von 75 cm Länge und 60 cm Breite, rd. 33 mm stark, abgesteift. Die einzelnen Bleche hatten kleine Winkeleisen an ihren Enden und die einzelnen Stöße wurden vernietet. Diese Blechumhüllung stellte so die Außenseite der Tunnelröhre vor. Sobald ein solcher Querstollen vollendet war, wurden die Lehrbogen und die Schalung aufgestellt und ein Bogenstück von 75 cm Länge fertiggestellt. Zu gleicher Zeit wurde aber auch schon an einem neuen Querstollen gearbeitet, ebenso auch an der Fortsetzung der Mauern, so daß die Arbeiten einen kontinuierlichen Fortgang erhielten. Bevor zur Betonierung des Bogens geschritten wurde, wurde das obere Gebirge mit Mörtel eingespritzt. Jedes Bogenstück war 30 Tage eingerüstet. Nach dieser Zeit wurde der übriggebliebene Erdkern ausgehoben und das Sohlgewölbe in Längen von 3 m einbetoniert und die Tunnelröhre fertiggestellt. In der Abb. 12 ist ein solcher Längenschnitt, die verschiedenen Arbeitsphasen darstellend, zu sehen, während der Schild in dieser Abbildung von dem anschließenden Tunnel herrührt, der mittels der Schildmethode hergestellt wurde und auf dem in der Abb. 12 ersichtlichen Platze stehen blieb, bis der hier beschriebene breite Tunnel hergestellt wurde. Auf einem kleinen Hilfsgerüst wurde der Schild nach vorwärts befördert und hier demontiert.

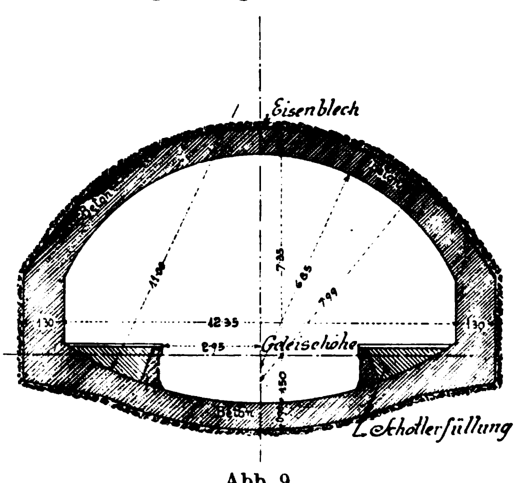


Abb. 9.
Querschnitt der Atlantic Avenue-Station.

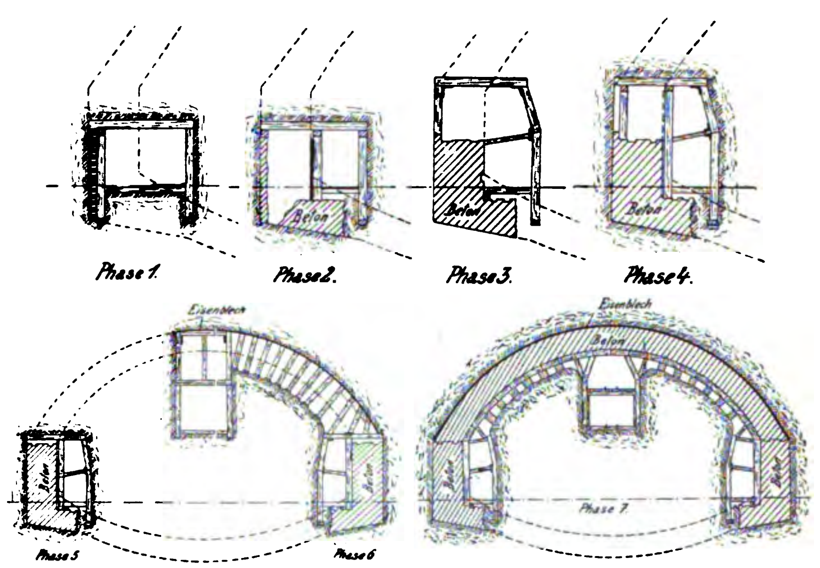


Abb. 10. Bauphasen des Tunnels in der Atlantic Avenue-Station.

β) Tunnels mit Rundeiseneinlagen.

Als eine Art Übergang von den reinen Stampfbetonprofilen zu jenen mit Eiseneinlagen sei der Pocahontas-Tunnel der New-York-Zentraleisenbahn erwähnt. Derselbe

hat eine Länge von 180 m und eine Betonauskleidung mit senkrechten Seitenwänden und einem kreisrunden Bogen. Dieser Bogen ist mit einem feinen Drahtgeflecht auf der Unterseite versehen. Die Tunnelmauern wurden ebenfalls mit einer fahrbaren Holzrüstung ausbetoniert in Längen von 7,50 m.

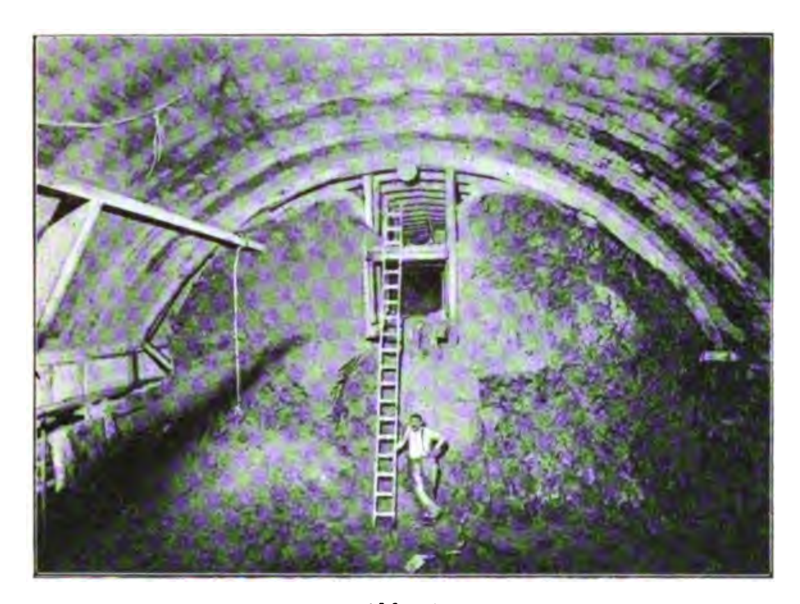


Abb. 11.
Tunnel in der Atlantic Avenue-Station während des Baues.

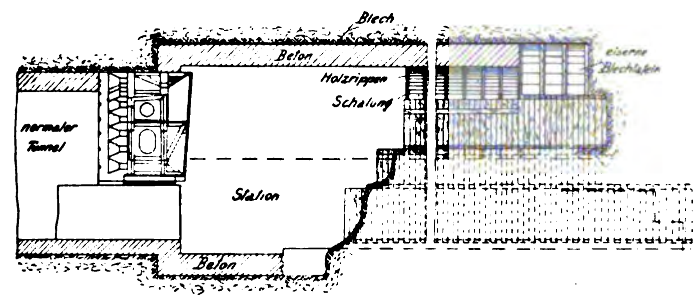


Abb. 12. Längsschnitt des Tunnels in der Atlantic Avenue-Station während des Baues.

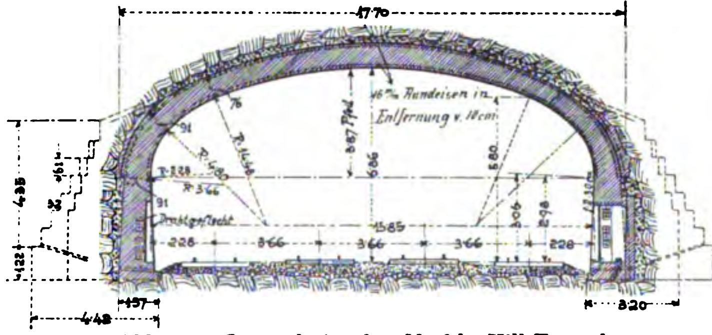


Abb. 13. Querschnitt des Marble Hill-Tunnels.

Der Marble Hill-Tunnel der New-York-Zentral- und Hudson River-Eisenbahn.[1]) Derselbe hat eine Länge von rd. 200 m und führt dem Harlem-Schiffahrtkanal entlang. Er hatte den Zweck, eine früher bestehende Linie abzukürzen. Dadurch, daß derselbe der Durchführung von 4 Gleisen dient, ist sein Querschnitt auch ganz eigenartig ausgebildet. Seine Lichtweite beträgt 15,85 m, die größte Scheitelhöhe über den Gleisen 6,86 m. Die Seitenwände haben einen Anzug von 1 : 25, während die Decke aus 3 Halbmessern gebildet ist und einem elliptischen Querschnitt ähnelt. Sowohl an seiner inneren, als auch an seiner äußeren Leibung ist der Tunnel mit Rundeisen von 16 mm Stärke armiert, welche in Entfernungen von 10 cm im Beton eingebettet erscheinen. Alle übrigen Einzelheiten sind in der Abb. 13 zu ersehen. Im Zuge derselben Linie wurde zur Verbindung des Bahnhofes Port Morris zur West Chester Avenue unter dem St. Marry's Park ein Tunnel von etwa 600 m Länge hergestellt, wovon 150 m im festen Fels berg-

[1]) Railroad Gazette 1905. Seite 435.

männisch mit reinem Betonprofil ausgeführt wurden, während der Rest als überwölbter bezw. überdeckter Einschnitt zur Ausführung gelangte. Die betreffenden

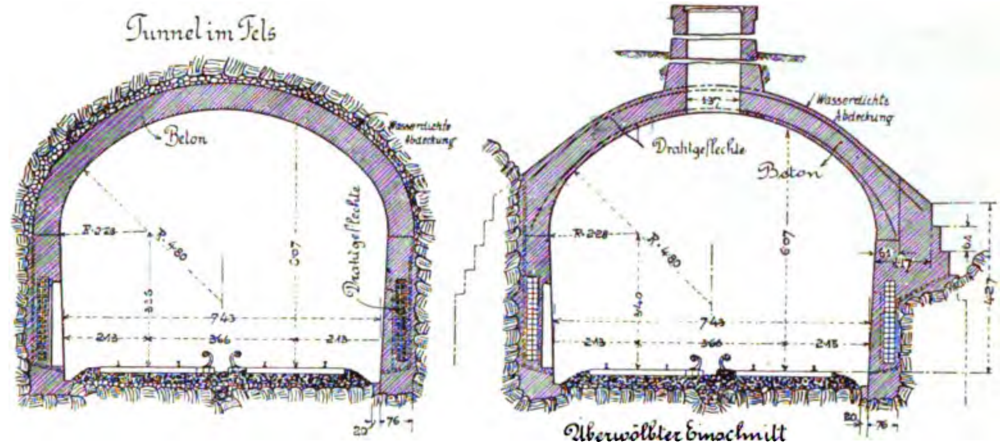


Abb. 14. Querschnitt des St. Marry's Park Tunnels (Stampfbeton).

Abb. 15. Überwölbter Einschnitt beim St. Marry's Park Tunnel.

3 Querprofile sind in den Abb. 14, 15 und 16 zu ersehen.

Der Kicking Horse River-Tunnel der Canada-Pacific-Eisenbahn.[1]) Dieser Tunnel hat eine gesamte Länge zwischen den Portalen von etwa 210 m, liegt in einer scharfen Krümmung und hat ein Gefälle von 9,2 vT. Die geologische Beschaffenheit des durchbohrten Gebirges ist aus der Abb. 17 zu ersehen und bestand meistenteils aus blauem Ton, in welchem sich Sand- und Schottermassen, sowie auch Konglomeratbänke vorfanden. Dieser Blauton zeigte sehr große Druckerscheinungen, und man sah sich genötigt, mit der Betonierung dem

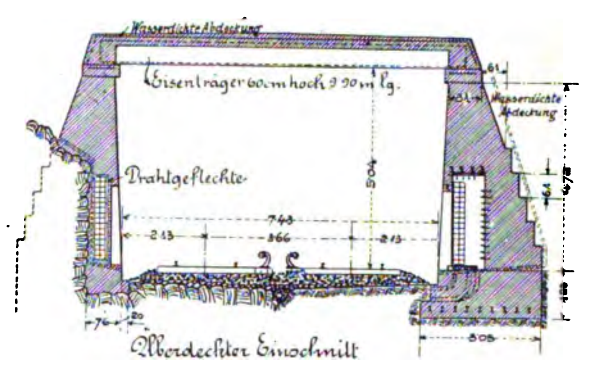


Abb. 16. Gedeckter Einschnitt beim St. Marry's Park Tunnel.

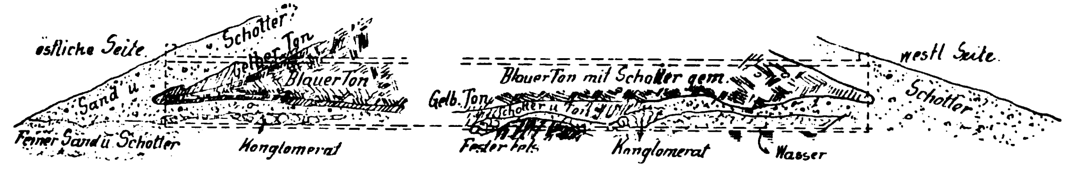


Abb. 17. Geologischer Längenschnitt des Kicking Horse River-Tunnels.

Einbau rasch zu folgen. Der Tunnel wurde so betrieben, daß 2 ungefähr in der Höhe des Anlaufs liegende Stollen zu beiden Seiten angefahren wurden, welchen in der Mitte ein Firststollen folgte, wonach die Seiten ausgehoben und abgestützt wurden. Es wurde sodann die Zimmerung für den Bogen eingesetzt, nachdem das Material zwischen den beiden Seitenstollen ausgehoben war. Die Kronbäume bestanden aus Balken von 9 bis 12 m Länge. Für die Bogenzimmerung wurden

[1]) Eng. News 1907, 18. April, Seite 424.

Kranzhölzer in Entfernungen von 60 cm aufgestellt. Was die Betonierung anbelangt, wurde zuerst das Sohlgewölbe hergestellt, sodann die Schalformen für die Seitenmauer aufgestellt und der Beton eingebracht; war dies fertig, so wurden die Bogenformen aufgestellt und diese betoniert. Der Beton wurde in kleinen Karren auf Rollgleisen in die betreffenden Höhen gefördert; die einzelnen Stadien des Baues sind in der Abb. 18 zusammengestellt. Die Armierung dieses Tunnels geschah mit Kahneisen von 18 mm Stärke, welche in Entfernungen

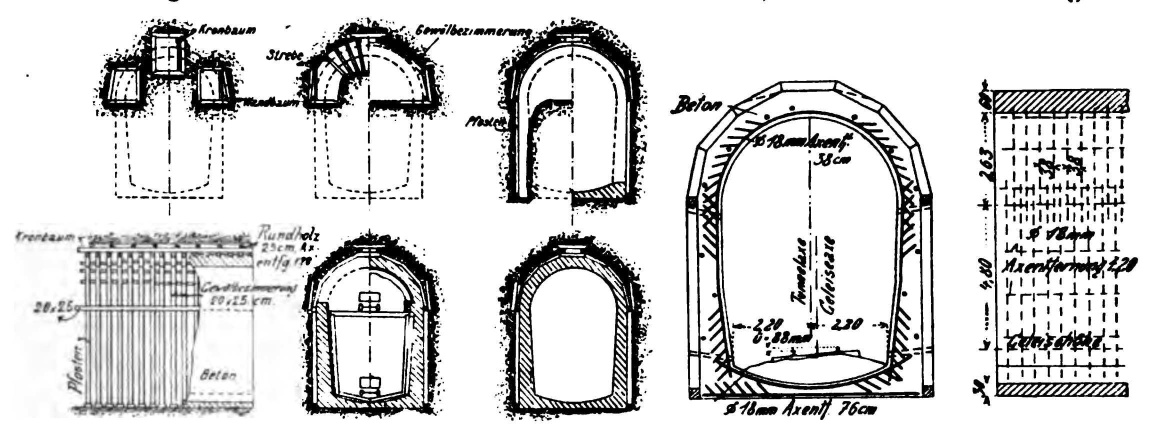


Abb. 18. Baustadien des Kicking Horse River-Tunnels.

Abb. 19. Querschnittsarmierung des Kicking Horse River-Tunnels.

von 38 cm bei den Seitenmauern und dem Firstgewölbe eingebracht wurden, während sie im Sohlgewölbe in 76 cm Entfernung gelegt wurden. Wie aus der Abb. 19 zu ersehen ist, gehen von diesen Eisen etwa in der Anlaufhöhe, sowie auch beim Ansatz des Sohlgewölbes bügelartige Fortsätze in das Betonfleisch hinein. Außer diesen als Trageisen wirkenden Einlagen waren dann noch Längseisen, ebenfalls von 18 mm Stärke, in Entfernungen von 120 cm angeordnet. Die Flügelmauern des Ostportals waren aus Beton mit Mischungsverhältnis 1 : 3 : 6 ohne Eiseneinlagen ausgeführt und hatten einen starken Mörtelverputz. Ebenso wurde der erste Tunnelring von 3,60 m Länge ohne Eiseneinlagen ausgeführt und der Holzeinbau im Gebirge belassen. Die Stärke dieses Bogens war am Scheitel 90 cm, während die Wände 60 cm hatten. Der nächste Ring von 1,20 m Länge hatte schon eine teilweise Armierung des Gewölbes bis zu den Anläufen und hatte nur eine Scheitelstärke von 60 cm, während alle nächsten Ringe mit der früher beschriebenen Armierung zur Ausführung gelangten. Die Mauern und das Gewölbe sind stets 60 cm stark. Der Beton im Gewölbe wurde 1 : 2 : 4, jener in den Mauern 1 : 3 : 6 ausgeführt. Die Flügelmauern des Westportals sind ebenfalls mit 18 mm starken Rundeisen armiert und sind in der Abb. 20 zu sehen. Die Arbeiten bei diesem Tunnel begannen am 1. Oktober 1905 und waren am 31. Juli 1906 vollendet. Dieser vom Ingenieur Montsarrant entworfene Tunnel wurde von der Unternehmung M. O. Olsen aus-

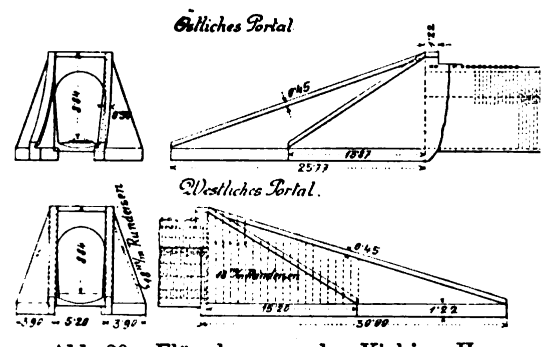


Abb. 20. Flügelmauern des Kicking Horse River-Tunnels.

geführt. Ein weiterer Tunnel mit Rundeiseneinlagen ist jener im Tale des Duxflusses in England, welcher in einer Länge von 650 m von Hennebique ausgeführt wurde.

γ) **Tunnels mit Profileiseneinlagen.**

Bereits seit einer Reihe von Jahren werden von der Firma Hüser u. Co. Kanäle [1]) bergmännisch hergestellt, so z. B. in Bonn, Kreuznach, Merseburg, Torgau usw. Es werden hierzu eiserne Grubenschienen verwendet, welche, nach dem Kanalprofil gekrümmt, in Abständen von rund 75 cm aufgestellt werden, während darüber Holzpfosten getrieben werden. Dort, wo zwei solche Holzpfosten sich decken, sind die Grubenschienen und die Dicke der Pfosten kleiner zu halten. Innerhalb dieses Schutzes wird dann der Boden vorsichtig ausgeschachtet, die Kanalsohle hergestellt und darauf die innere Schalung aufgesetzt, worauf die Ausstampfung des Profils erfolgen kann. Die Grubenschienen bleiben dabei im Beton stecken und bilden so eine Versteifung des Profils (Abb. 21). Als kleinste Profile wurden solche von 60 cm Breite und 90 cm Höhe ausgeführt, jedoch gehen dieselben bis zu Lichtweiten von 3,25 m. Besonders empfiehlt sich diese Bauweise unter Eisenbahndämmen, auf denen der Betrieb nicht unterbrochen werden darf.

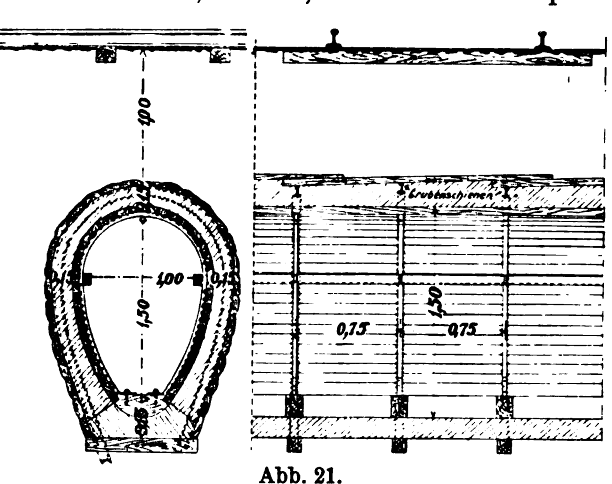


Abb. 21.
Stampfbetonkanal mit einbetonierten Schienen.

Aspen-Tunnel der Union Pacific-Eisenbahn.[2]) Dieser Tunnel liegt in einer neu angelegten Strecke von Cheyenne, Wyo., nach Ogden Utah und hat eine Länge von 1800 m. Das durchsetzte Gesteinsmaterial ist meist Kohlensandstein. Der größte Teil dieses Tunnels wurde nach den gewöhnlichen Holzeinbaumethoden, aber in Beton hergestellt. Auf einer Strecke war der Gebirgsdruck so groß, daß eine solide Holzzimmerung nicht standhalten konnte. Für diese Partie wurde der Eiseneinbau mit Betonauskleidung vorgenommen. Derselbe beginnt etwa 170 m vom Westportal entfernt und ist rund 220 m lang. Die Eisenrippen bestehen aus 30 cm hohen I-Trägern von einem Gewicht von 25 kg für 1 lfd. m und wurden in Abständen von 30 bis 60 cm je nach dem auftretenden Druck versetzt. Jede Rippe besteht aus drei Teilen, welche durch Laschen gedeckt sind. Der Kopf des Segmentbogens besteht aus einem einzigen Teil von einem Durchmesser von rund 2,50 m, während die beiden Seitensegmente viel flachere Halbmesser aufweisen. Das Gewicht einer vollständigen Rippe

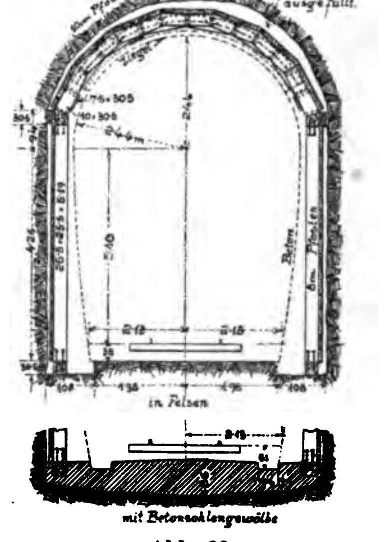


Abb. 22.
Einrüstung des Aspen-Tunnels.

[1]) Siehe Schumann u. Büsing: „Der Portlandzement" usw.
[2]) Eng. News 1902, 6. März. S. 185.

beträgt rund 156 kg. Die Höhe in der Tunnelachse beträgt rund 6 m über dem Gleis und die größte Lichtweite rund 5,50 m. Die Eisenrippen sind überall in Beton eingebettet, welcher außerdem rund 10 cm unter die inneren Flanschen greift und eine Gesamtstärke von 60 bis 90 cm aufweist. Die Füße der seitlichen Eisenträger ruhen auf gußeisernen Schuhen auf. Die Sohle des Tunnels ist ebenfalls aus Beton auf eine Tiefe von rund 1,60 m hergestellt und ist in der Mitte durch zwei kreuz-

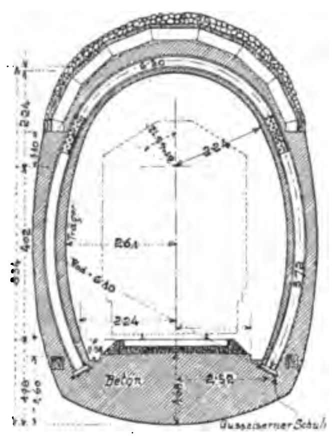


Abb. 23. Querschnittsarmierung des Aspen-Tunnels.



Abb. 24. Aspen-Tunnel.

weise versetzte Lagen alter Eisenbahnschienen armiert. Der zur Verwendung gelangte Beton bestand aus 1 Teil Zement, 3 Teilen Sand und 6 Teilen gebrochenem Fels. Er wurde außerhalb des Tunnels gemischt und mittels Rollwagen hineinbefördert. In der Abb. 22 ist die Rüstung und Schalung zu sehen, während die Abb. 23 die Anordnung der eisernen Rippen zeigt, von welcher Bauweise die Abb. 24 ein Lichtbild wiedergibt.



Abb. 25. Verdrückung im Aspen-Tunnel.

Die Eisenbetonarbeiten wurden von der Eisenbahngesellschaft unter Aufsicht des Herrn J. L. Neff ausgeführt. Stellenweise wurde die Holzrüstung oberhalb der Eisenrippen belassen, wie dies in Abb. 22 zu ersehen ist. Die Zimmerung wurde Ring für Ring entfernt und diese Ringe durch die Eisenrippen ersetzt und dann erst der Beton eingebracht. Die Bewegung des Gebirges war meistens eine so langsame, daß genügend Zeit vorhanden war, dem Beton Gelegenheit zum Abbinden zu geben, bevor der ganze Druck auf ihn zur Wirkung kam. Stellenweise trat jedoch die Druckwirkung

des Gebirges früher zur Wirkung, wie dies die Abb. 25 zeigt, wo die einzelnen eisernen Rippen ganz verdrückt sind.

Tunnel im Zuge der Lokalbahnstrecke Wasserburg Bahnhof—Wasserburg Stadt, Bayern.[1]) Diese Lokalbahn durchschneidet einen hohen Straßendamm in einem spitzen Winkel zur Straßenachse, und man sah sich durch die örtlichen Verhältnisse genötigt und um den Verkehr der stark benutzten Straße in keiner Weise zu behindern, einen bergmännisch auszuführenden Tunnel herzustellen. Derselbe wurde von der Königlichen Generaldirektion der Staatseisenbahnen aus Eisenbeton entworfen und die Arbeiten der Firma Wayss u. Freytag A.-G. in München übertragen. In Anbetracht dessen, daß die Eiseneinlagen im vorliegenden Falle zwei Zwecken zu dienen hatten, nämlich 1. dem eisernen Lehrgerüst bezw. der provisorischen Ausbolzung und 2. der Armierung des fertigen Betontunnels, entschloß man sich, an Stelle der sonst üblichen Rundeisen, zu einer Eisenkonstruktion aus [- und Winkeleisen zu greifen, wie dies aus dem Querschnitt in Abb. 26 zu entnehmen ist. Über die als Eisengerüst dienende Armierung wurde eine 4 cm starke Schalung nach bergmännischer Art und Weise vorgetrieben und das Tunnelprofil von Meter zu Meter mit senkrechten Querverschalungen, welche nach dem Ausgangspunkt versteift waren, ausgehoben. Die eiserne Armierung wurde, um den großen und auch einseitigen Druck der Erdmassen aufnehmen zu können, da der

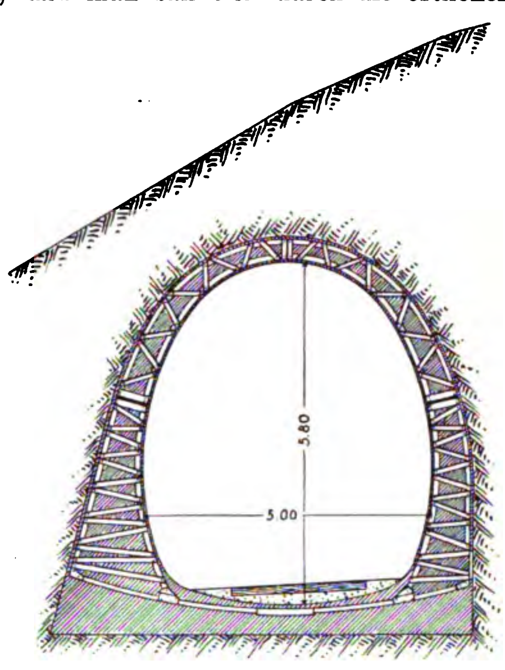


Abb. 26.
Querschnitt des Betontunnels bei Wasserburg.

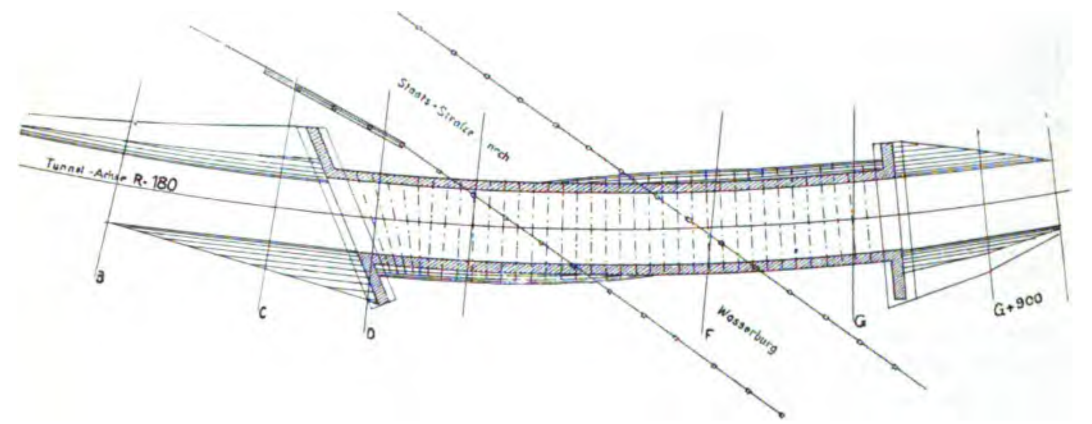


Abb. 27. Grundriß des Betontunnels bei Wasserburg.

Tunnel die Straße schief durchschneidet, mit einem kräftigen Holzeinbau versehen, welcher nach Ausbetonierung und Erhärtung der einzelnen Ringe wieder entfernt

[1]) Beton u. Eisen 1903, S. 297, Tafel XX.

wurde. Die Art und Weise der Eisenarmierung, welche nach den Angaben der Herren Regierungsrat Ebert und Oberbauinspektor Beutel von der Königlichen Generaldirektion der Staatseisenbahnen erfolgte, hat sich sehr gut bewährt. Die gesamten Bauten wurden unter der Oberleitung des Herrn Generaldirektionsrat Zeulmann und speziellen Bauleitung des Herrn Oberbauinspektor Ehrne von Melchtal durch obige Firma von Ende November 1901 bis Anfang Mai 1902 hergestellt. In der Abb. 27 ist noch ein Grundriß des ganzen Tunnels zu sehen.

Rampentunnel auf der New-Yorker Seite des North River-Tunnels.[1]) Hier wären zwei Typen zu besprechen, welche ebenfalls mit starken Profileisen in Verbindnng mit dem Beton entworfen erscheinen. Der eine ist ein viergleisiger Tunnel, welcher von der 9. Avenue auf etwa 182 m Länge geplant erscheint. In der Abb. 28 ist ein Normalquerschnitt dieses Tunnels zu sehen. Der Querschnitt besteht aus Eisengesperren, welche in Entfernungen von 1,5 m angeordnet sind und in den Beton eingebettet erscheinen. Das Gesperre besteht aus zwei eisernen, in den Seitenmauern befindlichen Ständern und einem Bogenträger, welcher aus

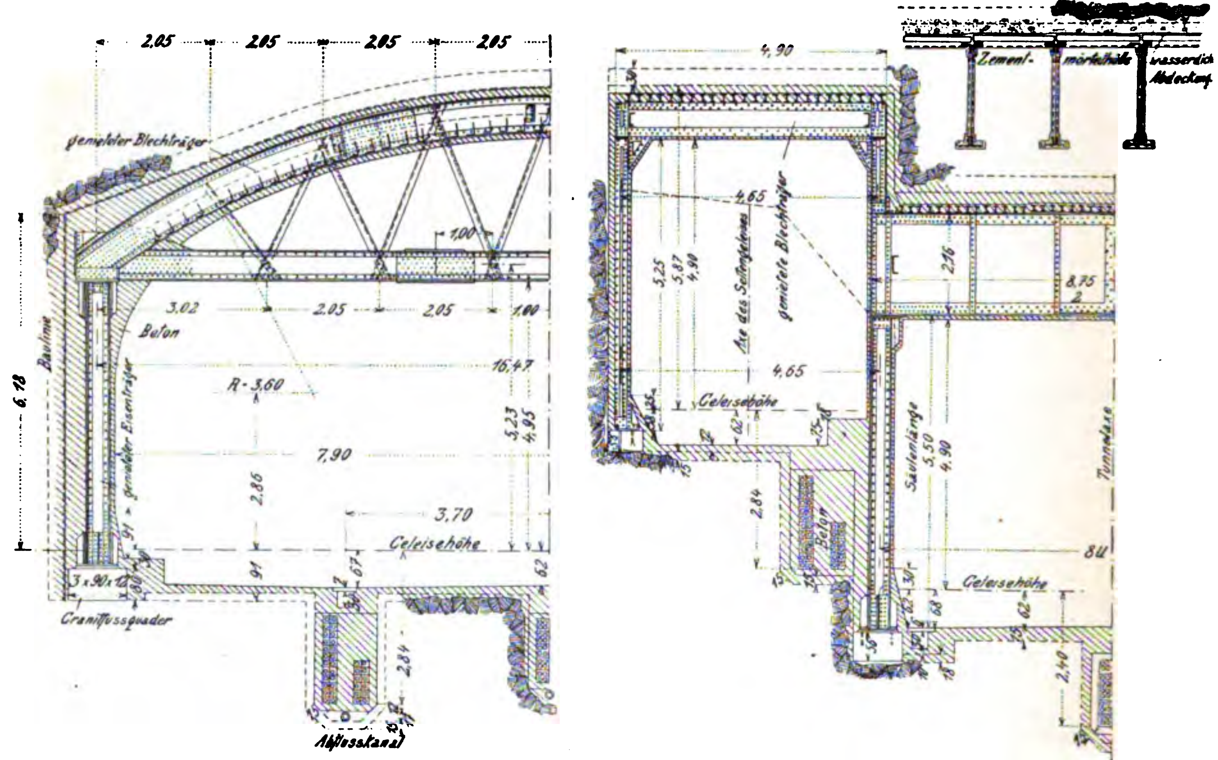


Abb. 28. Rampentunnel des North River-Tunnels. Abb. 29. Rampentunnel des North River-Tunnels.

einem Ober- und einem Untergurt besteht. Von diesem Bogenträger ist nur der Obergurt einbetoniert, während der Untergurt durch fachwerkartig ausgebildete Winkeleisen mit dem Obergurt in Verbindung gebracht ist und nicht einbetoniert erscheint. Die einzelnen Gesperre sind in der Längsrichtung durch ⊏-Eisen in den Viertelpunkten und am Scheitel des Obergurtes verbunden. Aut den Auflagern dieses Bogenträgers ist eine eigenartige, aus Eisenblech geformte Tasche errichtet, welche den Zweck hat, den Betonbogen in sich aufzunehmen, um auf die Seiten-

[1]) Eng. News 1903, 15. Oktober, Seite 332.

wände keinen Schub auszuüben. Ferner sind auf die Unterflansche des Obergurtes in Entfernungen von 30 cm Winkeleisen aufgelagert und vollständig einbetoniert, wie dies auch in der Abb. 28 zu ersehen ist. Die innere Lichtweite des Tunnels beträgt 15,8 m, die Höhe der Unterkante des Untergurtes bis zur Gleishöhe 4,95 m. Die eisernen Ständer bestehen aus 2 Stehblechen von 55 cm Höhe und 6 mm Stärke, aus 4 Winkeleisen 100 × 100 × 12 und aus 2 Lamellen von 40 cm Breite und 6 mm Stärke. Sämtliche Eisenträger wurden mit Streckmetall umhüllt und einbetoniert. Der Obergurt des Bogenträgers besteht aus 2 Stehblechen von 60 cm Höhe und 19 mm Stärke, 2 oberen Winkeleisen 100 × 100 × 6, 2 unteren Winkeleisen 100 × 150 × 6 und 1 oberen Lamelle von 550 × 14 Stärke; während der Untergurt des Bogenträgers aus 2 Stehblechen von 530 × 19 Stärke, 4 Winkeleisen von 100 × 100 × 17 Stärke und 1 unteren Lamelle von 550 × 17 mm Stärke besteht. Die Ausfachung zwischen Ober- und Untergurt besteht aus Winkeleisen von 100 × 100 × 12, während die Verbindungswinkel zwischen den Obergurten der einzelnen Gesperre aus Winkeleisen von 175 × 88 × 12 mm bestehen. Die anderen Einzelheiten sind aus der Abb. 28 zu ersehen. Für die nächsten 330 m wurde ein Tunnelquerschnitt gewählt, welcher eigentlich drei nebeneinander laufende Linien enthält. Die Mittelöffnung ist zweigleisig und dient für die laufenden Hauptgleise, während beiderseits eine Öffnung für Stockgleise entworfen wurde und welche dem Gefälle des Hauptgleises entsprechend verschieden hoch von diesem liegt, so daß sie am Anfang 60 cm und am Ende 3 m beträgt. Wie aus der Abb. 29 zu ersehen ist, besteht der Querschnitt aus genieteten Blechträgern, welche senkrecht auf die Tunnelachse gelegt sind und auf zwei äußeren und zwei inneren Eisenständern aufruhen. Über jedem Ständer sind diese Blechträger wieder durch ⊏-Eisen miteinander verbunden. Sämtliche Ständer sind ebenfalls mit Streckmetall umhüllt und einbetoniert. Die Decke des Tunnels besteht aus Beton, welcher gegen das ausgesprengte Gebirge satt anbetoniert wurde. Auf dem Obergurt der einzelnen Gesperre ruhen kleine I-Träger dicht nebeneinander gelagert auf und überdecken die Öffnung zwischen je zwei Gesperren. Die äußeren Eisenständer bestehen aus 1 Stehblech von 225 × 12 mm und 4 Winkeleisen von 150 × 88 × 11 mm. Die Eisenträger der Seitenöffnung bestehen aus 1 Stehblech von 600 × 14 mm und 4 Winkeleisen von 200 × 150 × 20 mm Stärke, während der Träger der Mittelöffnung 1 Stehblech von 1800 × 12,5 mm Stärke und 4 Winkeleisen von 200 × 200 × 14 mm Stärke besitzt. Die I-Träger zwischen den einzelnen Gesperren haben 125 mm Höhe. Alle anderen Einzelheiten sind aus der Abb. 29 zu ersehen. Von weiteren Landtunnels mit steifen Profileiseneinlagen wäre zu erwähnen der Tunnel der Northern Aluminium Company zu Shawinigan Falls in Kanada.

2. Tunnels unter Wasser.

Ist ein Tunnelrohr im wasserreichen Gebirge, im Grundwasser, wie dies bei Untergrundbahnen der Fall ist, oder unter Flußläufen, Seen und Meeresarmen auszuführen, so sind besondere Maßnahmen erforderlich, um das zudringende Wasser aus der Baugrube fernzuhalten. Man kann die Tunnels unter Wasser nach ihrer Ausführung einteilen:

1. In Ausführungen in offenen Einschnitten mit Zuhilfenahme von wasserdichten Abschlußwänden. Hier beschränken sich die Tunnelarbeiten eigentlich nur auf die Gründungen der Rohre und das durch entsprechende Mittel erfolgte Abdrängen des Wassers, welches entweder durch Auspumpen von bestimmten Teilstücken erfolgt, oder auch in seltenen Fällen durch eiserne Senkbrunnen herabgedrückt werden kann. Diese Bauweise ist wohl nur bei solchen Tunnelrohren möglich, welche sich teilweise im Grundwasser befinden.

2. Ist der Wasserzudrang ein großer, so muß unter Anwendung von Druckluft gearbeitet werden und unterscheidet man hier:

α) die Schildbaumethode,

β) Ausführungen mittels Senkkasten (Caissons).

Bei der Schildbaumethode wird ein Schild verwendet, welcher aus einem Mantel besteht, der die Form der äußeren Tunnelwandung besitzt, jedoch etwas größer ist, so daß er über diese Tunnelwandung hinweggleiten kann. Ferner müssen Mittel vorhanden sein, um diesen Mantel vorwärts zu bewegen. Dieses geschieht durch kräftige, möglichst gleichmäßig verteilte Vorschiebwerkzeuge, die aus einem festen Teil bestehen, der mit dem Schildmantel fest verbunden ist, und einem beweglichen Teil, der gegen die fertige Tunnelverkleidung gepreßt werden kann. Bei den ersten Ausführungen bestanden diese Vorschiebwerkzeuge aus Schraubenspindeln, welche aber in der neueren Zeit durch Kolben mit Druckwasserbetrieb ersetzt werden. Es ist notwendig, daß sämtliche Pressen unabhängig voneinander wirken, um Richtungsänderungen der Tunnelröhre zu ermöglichen. Was den Schildmantel betrifft, so muß derselbe möglichst dünn sein; seine äußere Oberfläche muß durchaus glatt sein und ferner muß er genügend steif sein, um dem Gebirgsdruck standhalten zu können. Die Größe des Schildmantels hängt hauptsächlich von der Art des Gebirges und dem Querschnitt der Tunnelröhre ab. Ist zum Beispiel das Gebirge fester, wasserdichter Ton, so können vor dem Schild Stollen vorgetrieben werden, und der eigentliche Arbeitsraum des Schildes wird hierdurch verringert. Ist das Gebirge Sand und Schotter, so muß auch der Arbeitsraum ein größerer sein und wird der Schild durch einige mannshohe Geschosse unterteilt. Was die Art der Tunnelrohre und die Austeilung derselben betrifft, so ist die Form gewöhnlich die eines ganzen Kreises, namentlich bei solchen, wo die Umhüllung aus Eisen hergestellt wird, da das Anarbeiten der einzelnen Eisenformstücke ein leichtes ist. Meistens verwendet man für die Auskleidung Gußeisen. Jeder einzelne Tunnelring besteht aus einer Anzahl von Segmentstücken, die womöglich ganz gleich sind, mit Ausnahme des am Scheitel einzubauenden Schlußstückes, das gewöhnlich eine wesentlich geringere Breite erhält. Die einzelnen Segmentstücke sind auf sämtlichen vier Seiten mit Flanschen versehen, um die verschiedenen Teile verschrauben zu können. Die Flanschen bilden zugleich eine Versteifung der Mantelfläche. Ein besonderes Augenmerk ist auf die Dichtung der einzelnen Teilstücke zu richten; meistens wird mit Eichenholz und Zement gedichtet. Der Schild kann die ganze Fläche der Tunnelröhre einnehmen oder ein sogenannter Deckschild sein, welcher nur die Kalotte der Tunnelröhre ausfüllt. Von Interesse dürfte es sein, etwas über den Gebrauch von Schilden zu erwähnen. Im Jahre 1892 wurde ein Deckschild, auf Seitenmauern lagernd, als unglücklicher Versuch verwendet für den Howard Street-Tunnel in Baltimore, vom August 1895 bis Oktober 1896 wurde ein solcher Deckschild beim Sammelkanal von Clichy in Paris verwendet. Im Dezember 1896 bis April 1897, ebenfalls ein Deckschild auf dem Widerlager laufend, bei der Sektion 6 der Bostoner Untergrundbahn. Ende 1899 ein Deckschild, ebenfalls auf den Mauern laufend, zur Erweiterung der Orleans-Eisenbahn in Paris. Bei allen diesen ersten Schildbaumethoden wurde der Beton noch nicht angewendet, und erst im Jahre 1897 bis 1898 wurde der Oise-Dücker in Beton mit Eisenummantelung in einer Länge von 276 m ausgeführt, welchem Beispiel bald die meisten anderen Unterwassertunnels folgten, so daß heutzutage nur mehr Beton für diese Tunnelart in Anwendung kommt. Da die eiserne Ummantelung sehr kost-

spielig ist, hat man in neuerer Zeit nach anderen Methoden gesucht, um diese zu entfernen, und soll bei der Besprechung später darauf näher eingegangen werden.

Musterbeispiele von Unterwassertunneln.

East Boston-Tunnel. Von diesem Tunnel wurde nur die Sektion B in einer gesamten Länge von etwa 1300 m bergmännisch betrieben. Ungefähr 810 m davon liegen unter dem Hafen, rd. 200 m unter der Lewis Street auf der Ost-Bostoner Seite, rd. 300 m unter Long wharf, Atlantic Avenue und der State Street auf der Bostoner Seite. Die Tiefe unter dem Hafen wurde so festgesetzt, daß ein Erdzwischenraum zwischen der Hafensohle und der äußeren Tunneldecke von 5,40 m verbleiben mußte, über welchem etwa 12 m Wasser lagen. Der Querschnitt stellt ein festes Betonrohr vor für zwei elektrische Gleise, hat 6,15 m Höhe und rd. 7 m lichte Weite. Die Stärke der Mauern und des Bogens ist 100 cm, während das Sohlgewölbe 24 cm mißt. In Entfernungen von 6 m waren Rettungsnischen angebracht. Vertragsgemäß sollte ursprünglich die Tunnelröhre in zwei konzentrischen Ringen ausgeführt werden, in denen zuerst die äußere Schale hergestellt werden sollte und die Druckkolben des Schildes sich auf die Schalung dieses Ringes, welche aus 15 cm starken Hölzern geplant war, zur Vorwärtsbewegung stützen sollten. Nach Entfernung dieser Schalung sollte dann die innere Schalung des Betons hergestellt werden. Von dem guten Grundsatze geleitet, daß ein in der gesamten Stärke ausgeführtes Betonrohr viel tragfähiger ist als ein solches aus konzentrischen Schalen, wurde trotz Einspruchs der Unternehmung eine Methode vorgeschrieben, welche bereits früher bei der Sektion 6 der Bostoner Untergrundbahn zur Anwendung gelangte. Allerdings war dort das Baumaterial Ziegelmauerwerk. Der Grundgedanke hierzu stammt eigentlich von Walton J. Aims, welcher bereits im Jahre 1892, also ungefähr vier Jahre vor Inangriffnahme der Sektion 6 auf diese Methode aufmerksam machte. Was die Arbeiten bei diesem Tunnel anbelangt, wurde zuerst auf der East Bostoner Seite des Tunnels ein Schacht von 10,2 × 10,8 m bis zu einer Tiefe von rund 14 m ausgehoben und die Sohle desselben sofort betoniert. Hierauf wurden die Seitenwände bis unterhalb des Gewölbeanlaufs in Angriff genommen, indem zwei Sohlstollen auf beiden Seitenwänden vorgetrieben und mit sehr starkem Holzeinbau versehen wurden. Die Breite der Stollen betrug 2,45, ihre Höhe 2,20 m. Das Aushubmaterial wurde in eigenen Rollwagen zum Schachte gebracht und mittels Winden aufgezogen. Sobald die Seitenstollen 12 bis 15 m weit vorgetrieben waren, wurde die Sohle ausgehoben und die Fundierung der Mauern in Längen von 4,80 m bis 6 m hergestellt, worauf die Betonierung der beiden Mauern erfolgte. Mittlerweile wurde der Deckschild in zwei Teilen in den Schacht herabgelassen und auf die Oberkante der Widerlagermauern montiert. Der Schild ruhte auf jeder Seite auf acht eisernen Rollen, die sich auf einer eisernen Platte bewegten. Beim Beginn des Vortriebes stützten sich die Druckkolben gegen die bereits fertige Tunnelröhre der Sektion A, und es wurde der erste Ring von 75 cm Länge hergestellt. Um die Vorwärtsbewegung des Schildes weiterhin zu ermöglichen, wurden, wie bereits früher angedeutet wurde, 16 gußeiserne Stangen von rund 80 mm Durchmesser in Längen von 75 cm in den Beton gebettet, gegen welche sich die Kolbenstangen der Druckpressen stemmten, wie dies im Detail die Abb. 30 wiedergibt. Die Arbeiten gingen so vor sich, daß vor dem Schilde zwei Sohlstollen getrieben wurden von 2,2 × 2,75 m Querschnitt und diese mit einem starken

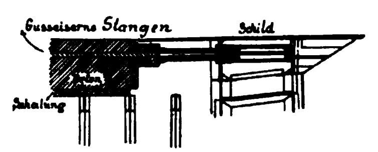


Abb. 30. Vorschiebeanordnung beim East Boston-Tunnel.

Holzeinbau versehen wurden (Abb. 31, Phase I). Sodann wurden zunächst die Fundamente der Seitenmauern (Phase II) und dann diese selbst bis etwas unter

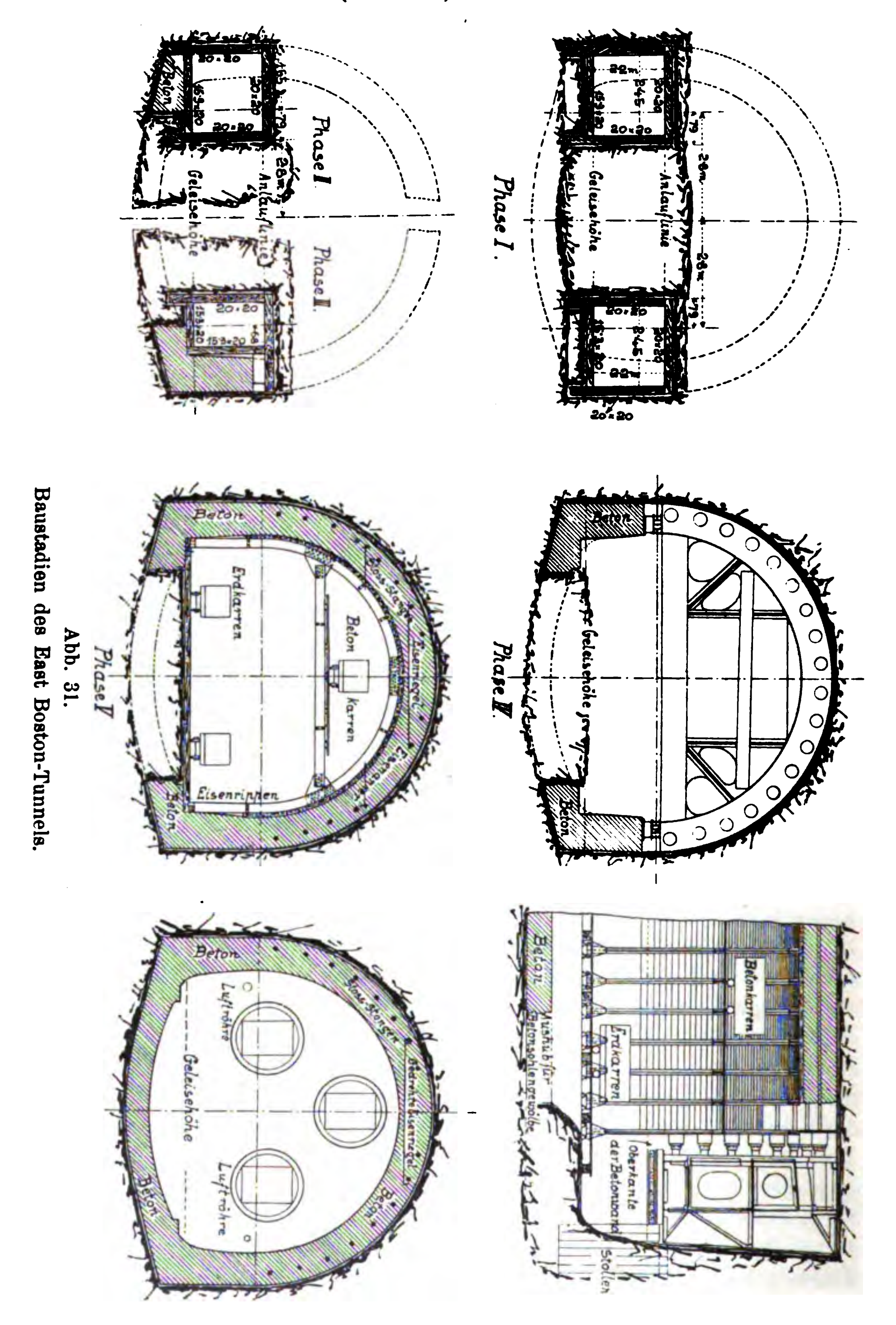


Abb. 31.
Baustadien des East Boston-Tunnels.

Anlaufhöhe hergestellt (Phase III), so daß sie immer rund 30 m vor dem Schilde fertiggestellt waren. Auf diesen Mauern bewegte sich der Schild (Abb. 31,

Phase IV). Für die Einrüstung wurden in Entfernungen von 75 cm bewegliche eiserne Gesperre verwendet (Phase V), auf welche eine 10 cm starke Schalung gelegt wurde. Jeder Ring blieb 30 Tage eingerüstet. Die äußere Hülle der Tunnelröhre wurde aus besserem Beton 1 : 2 in Stärken von 3 cm hergestellt, um eine bessere Wasserdichtigkeit zu erzielen. Zu bemerken wäre, daß am Scheitel in der Nähe der inneren Leibung wagerechte Eisen senkrecht auf die

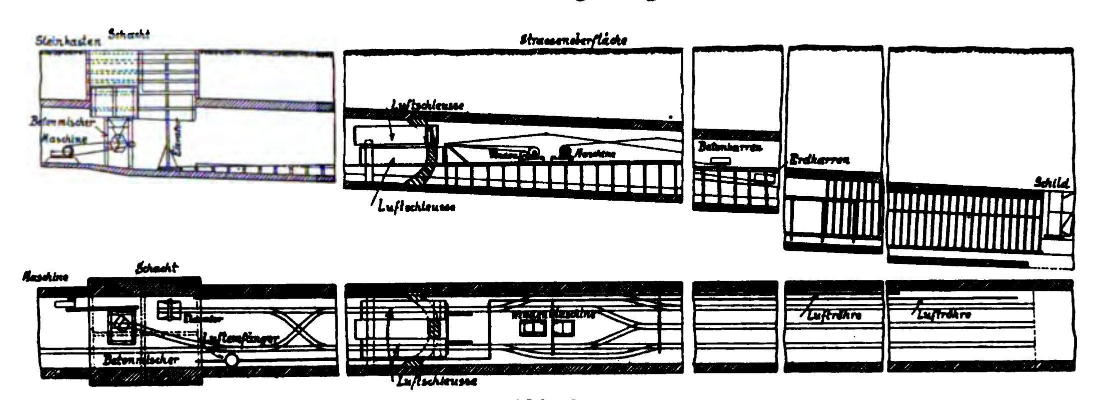


Abb. 32.
Längsschnitt und Grundriß des East Boston-Tunnels während des Baues.

Tunnelachse eingelegt wurden, welche etwaige Zugspannungen daselbst aufzunehmen hätten (Abb. 31, Phase V); außerdem wurden in den Viertelpunkten eiserne Ankerplatten einbetoniert. Zu gleicher Zeit, als der Bogen betoniert wurde, wurde der Erdkern ausgehoben und das Sohlengewölbe in Längen von 3 m in Entfernungen von 6 bis 9 m vom Schilde hergestellt. Für die Förderung der Materialien dienten drei Arten von Karren. Zwei davon waren im tieferen Teile der Tunnelröhre auf der Seite angeordnet und dienten für die Erdförderung, sowie Betonförderung für Mauern

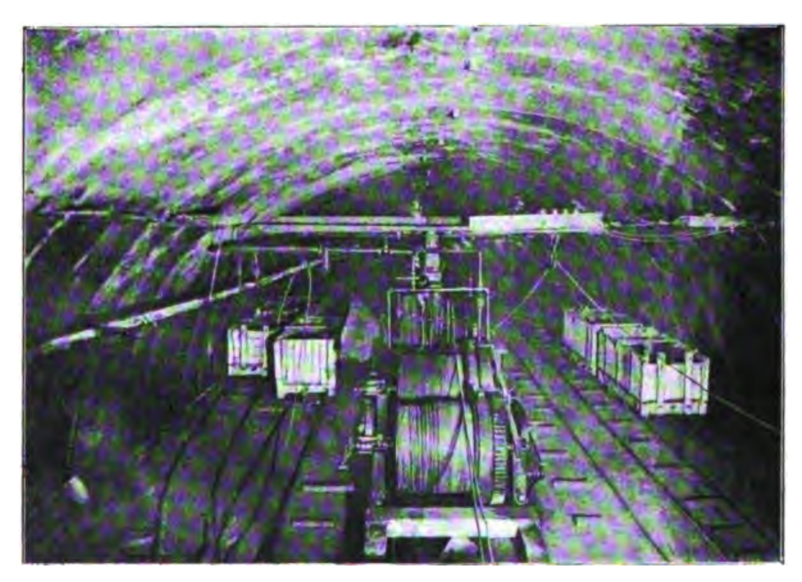


Abb. 33.
Lichtbild der Rollwagenförderung beim East Boston-Tunnel.

und Sohle; der dritte Karren befand sich im oberen Teile in der Mitte und diente für die Betonförderung der oberen Tunnelröhre. Sobald die Tunnelröhre rund 70 m fertiggestellt war, wurde eine starke Zwischenmauer ausgeführt, die dem Einbau von drei Luftschleusen diente; diese hatten einen lichten Durchmesser von 1,80 m und waren rund 8,20 m lang. Die Förderung der Karren geschah mittels Drahtseilen auf maschinellem Wege, wie dies aus der Abb. 32 und 33 zu ersehen ist. Auf

1 lfd. m dieser Tunnelröhre ergaben sich 56,5 m³ Aushub und rund 20 m³ Beton. Man sieht, daß bei diesem Tunnelbau der äußere gußeiserne Mantel nicht verwendet wurde.

North River-Tunnel der Pennsylvania Eisenbahn in New-York.[1]) Dieser Tunnel stellt eine Verbindung der Manhattanseite mit der Jerseyseite unter dem Northfluß, oder wie er in New-York genannt wird, unter dem Hudsonflusse dar. Er wurde durchaus als Zwillingsröhre unter Wasser ausgeführt. Es wurden hierbei 2 verschiedene Typen verwendet; eine ohne besondere Fundierung der Röhren, die andere mit eigenartig ausgebildeten eisernen Schraubpfählen. Der erste Typ war nur auf eine Länge von rund 90 m auf der Manhattanseite und eine solche von 50 m auf der Jerseyseite vorgesehen. Jede Röhre dient für die Unterführung eines Gleises. Beide Röhren sind stets in derselben Höhe in einer Entfernung von 11,1 m angeordnet. Das Querprofil dieses Typs ist gleich dem des East River-Tunnels und ist in Abb. 34 zu sehen. Wie daraus zu entnehmen ist, ist dasselbe von den bisher ausgeführten Tunnels mit Gußeisenmantel insofern abweichend, als hierbei die Stärke der inneren Betonauskleidung eine ziemlich große ist. Was den zweiten Typ anbelangt, so wurde dieser auf eine Länge von rund 1650 m angewendet. Der Tunnel besteht aus zwei gußeisernen Röhren mit starker Betonauskleidung, welche in weichen Meerschlamm zu liegen kamen und daher eine besondere Gründung erheischten. Vorgesehen waren rund 70 cm starke eiserne Schraubenpfähle, welche in Entfernungen von 4,5 m zu stehen kamen. Jedes Rohr hatte einen inneren lichten Durchmesser von 6,35 m, während der äußere 6,90 m beträgt (Abb. 35). Die gußeisernen Rohre sind von den gewöhnlichen Ausmaßen und Anordnungen, mit Ausnahme jenes Teiles, wo die Schraubenpfähle einmünden und wo ein besonderes gußeisernes Segmentstück angeordnet

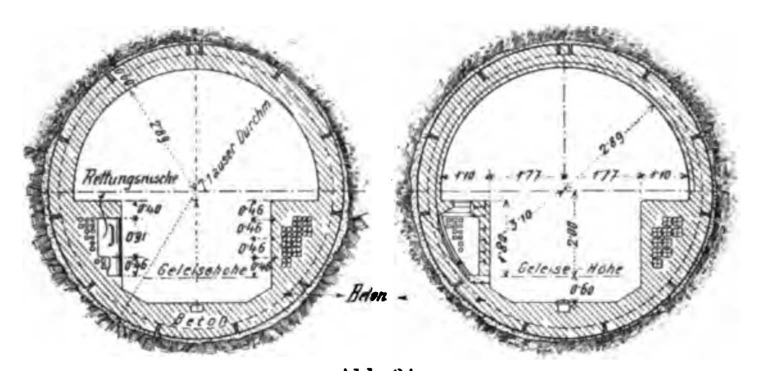


Abb. 34.
Querschnitte des East River-Tunnels.

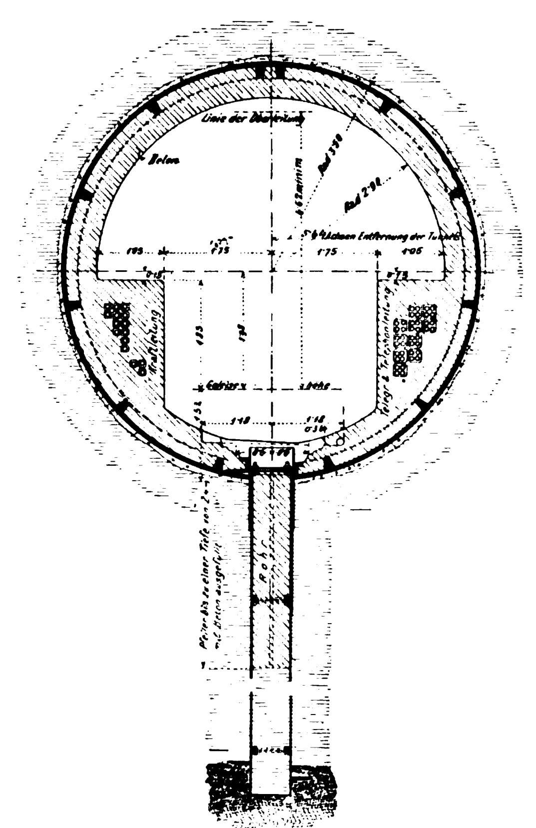


Abb. 35. Querschnitt des North River-Tunnels mit eisernen Schraubenpfählen.

[1]) Eng. News 1903, 15. Oktober und Eng. News 1906, 13. Dezember.

wurde. Jeder Gußeisenring ist 75 cm lang und ist aus 12 Segmentstücken zusammengesetzt, wovon nur das Scheitelstück eine von den anderen verschiedene Ausbildung erfuhr. Jedes Segmentstück hat eine Länge von 1,90 m. Auf allen vier Seiten besitzt dasselbe Flanschen von rund 30 cm Höhe, welche mit den Nachbarflanschen mittels 375 mm starker Bolzen verbunden wurden. Jene Segmentstücke, durch welche die Schraubenpfähle hindurchgehen, sind aus Gußstahl. Die Schraubenpfähle sind aus einzelnen zylinderartigen Rohren mit Flanschen auf der Innenseite zusammengesetzt. Die Ganghöhe der Schraube am Pfahlende beträgt 525 mm. Der Pfahl hat einen äußeren Durchmesser von 675 mm und besteht aus 7 miteinander verbundenen Teilstücken. Die obersten 3,6 m wurden mit Beton ausgefüllt. Die Länge dieser Pfähle ändert sich je nach den Untergrundverhältnissen. Bei dieser Tunnelröhre gelangten besondere Trennungsfugen aus konzentrisch übereinander gelagerten Stahlblechringen zur Ausführung, welche in den Gefällsbruchpunkten, sowie auch in jenen Punkten, wo die geologische Formation des Gebirges sich ändert, angeordnet wurden. Nähere Einzelheiten darüber sind zu finden Eng. News 1903, 15. Oktober, S. 339.

Die Ausführung dieses Tunnels erfolgte mittels der Schildbaumethode unter Anwendung von Druckluft. Es war vorgesehen, daß in jeder Röhre auf eine Mindestentfernung von 300 m starke Zwischenmauern angeordnet werden sollten, und ebenso sollte auch die Entfernung des Schildes von der letzten Zwischenmauer 300 m nicht überschreiten. Jede Zwischenmauer hatte 3 Luftschleusen von 1,8 m lichtem Durchmesser und 6 m Länge eingebaut, wovon sich 2 in der Nähe der Sohle, eine in der Nähe des Scheitels befanden. Die Schraubenpfähle sollten mit Druckluft getrieben werden und hatten in ihrem Inneren ein 50 cm starkes Stahlrohr, durch welches Zementmörtel unter großem Druck in den Untergrund gepreßt werden konnte. In ähnlicher Weise besaß der Eisenmantel der Rohre solche Löcher.

Zum Schlusse der Besprechung dieses Tunnels mögen zwei Gründungsvorschläge des amerikanischen Ingenieurs Reno für diesen Tunnel erwähnt werden. Die eine Methode[1]) besteht darin, unter der Tunnelröhre eine kontinuierliche Fundamentplatte in Eisenbeton herzustellen, welche genügend groß dimensioniert ist, um die Lasten der schweren Expreßzüge aufnehmen und auf eine breite Fundamentfläche verteilen zu können.

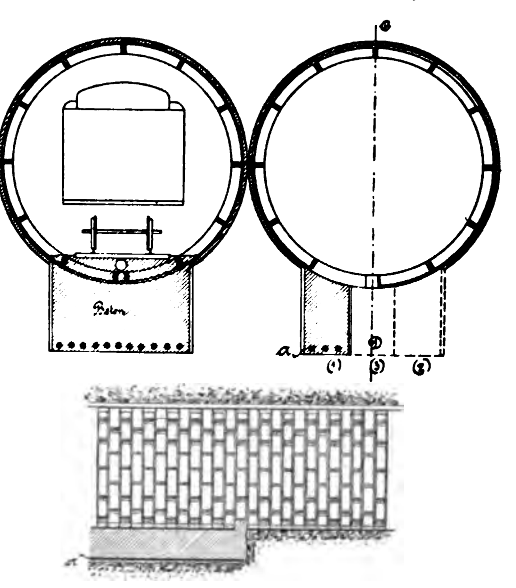


Abb. 36. Vorgeschlagene Gründung des North River-Tunnels.

Die in der Abb. 36 ersichtliche Fundamentplatte könnte gleich mit der Tunnelröhre hergestellt werden, indem ein schmaler Stollen auf 15 m Länge getrieben werden könnte. Auf der Sohle dieses Stollens käme zuerst eine Lage von Beton in einer Stärke von 20 cm; sodann käme eine Lage von Eiseneinlagen (*a*) ungefähr mit 50 mm Durchmesser, worauf der Stollen ganz ausbetoniert werden könnte und die gußeisernen Segmentstücke

[1]) Eng. News 1902, 25. Dezember, S. 543.

versetzt werden könnten. Die Fundamentplatte könnte in 3 schmalen Längsstreifen zur Ausführung kommen, so daß die Tunnelröhre nur auf kurze Entfernungen nicht unterstützt wäre und das auf eine kurze Zeit.

Die andere Methode[1]) besteht darin, die gußeisernen Schraubenpfähle, welche von der Baukommission des North River-Tunnels in einer Anzahl von 700 Stück in Entfernungen von je 4,5 m auf etwa 18 m Länge vorgesehen waren, durch dichtere Holzpfähle in Verbindung mit einer Betonplatte zu ersetzen (Abb. 37). Herr Reno geht von der Ansicht aus, daß gußeiserne Pfähle, welche von Lasten von 100 t belastet werden, eine Zusammendrückung von 6 mm zeigen, welche nach der Entlastung wieder zurückgeht und so ein stetiges Vibrieren der Tunnelröhre verursachen würde. Es wäre daher angezeigt, das Schotterbett der Bahn mittels einer Betonplatte auf dicht geschlagene Pfähle zu stellen und mehr oder weniger unabhängig von der durchlaufenden Tunnelröhre zu machen. Das Eintreiben der Pfähle könnte mit Wasserdruck erfolgen. Zwischen je 2 Ringen befindet sich ein schräges Stahlblech *B*, welches herausgenommen werden könnte. In dieser Öffnung würde dann ein Aushub von 1,5 × 2,4 m gemacht werden und daselbst 6 Holzpfähle auf 6,5 m bezw. 13 m getrieben werden. Die Köpfe dieser Pfähle würden einbetoniert. Ferner sind in die Betonplatte Ankerbolzen einbetoniert, welche mit den anschließenden gußeisernen Segmentstücken verbunden würden, wie dies die Abb. 37 zeigt. Auf diese Betonmasse würden dann 2 mächtige **I**-Träger in Längen von 6 m einbetoniert. Herr

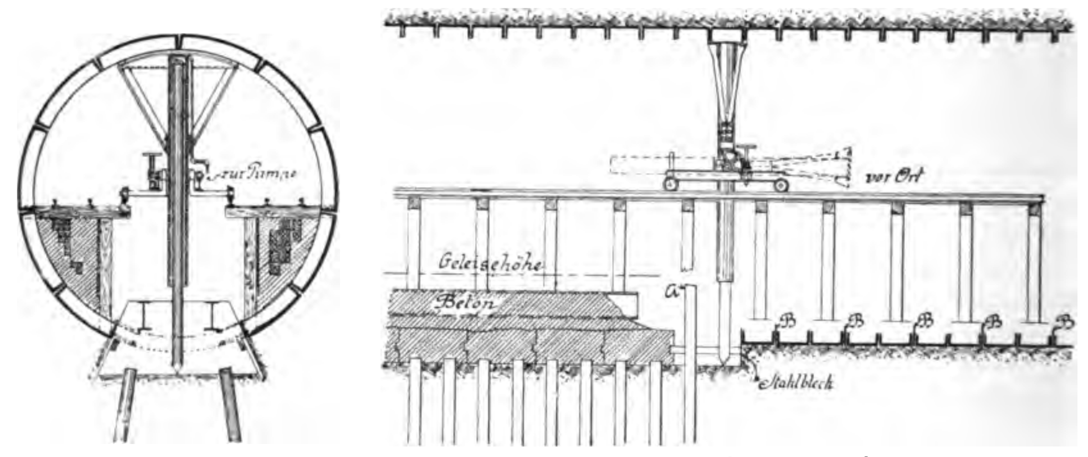


Abb. 37. Vorgeschlagene Gründung des North River-Tunnels.

Reno ging von der Ansicht aus, daß die Lastverteilung auf 18 Pfählen mit der zugehörigen Betonplatte eine günstigere wäre als die eines einzigen Schraubenpfahles, welcher auf diese Länge vorgesehen war. Das Eintreiben der Holzpfähle wäre folgendermaßen: Auf jeder Seite des Tunnels ist eine hölzerne Plattform angebracht, wie dies in der Abb. 37 zu sehen ist. Die beiden äußeren Gleise sind Arbeitsgleise für das Material. Die inneren Gleise dienen zur Förderung der Pfahltreibvorrichtung. Diese besteht aus einem Zylinder von 30 cm Durchmesser, in dem sich ein Kolben bewegt. Dieser Zylinder kann in eine wagerechte Lage gedreht werden, worauf der einzutreibende Pfahl in den Zylinder gebracht wird. Nachdem der Zylinder wieder aufgestellt wurde, wird der Pfahl mittels Wasserdrucks eingetrieben (*A* der Abb. 37), wobei das obere Ende des Zylinders mit einer Stahlhaube versehen ist, die sich gegen

[1]) Eng. News 1903, 29. Oktober, S. 392.

die obere gußeiserne Tunnelröhre stemmt. Durch eine besondere Drehvorrichtung können die beiden äußeren Pfähle jeder Reihe in schiefer Richtung getrieben werden.[1])

Harlem River-Tunnel im Zuge der New-York Rapid Transit-Eisenbahn.[2]) Dieser Tunnel liegt auf der östlichen Seitenlinie des Stadtbahnnetzes und erstreckt sich von der 141. Straße unter dem Harlemflusse, um am anderen Ufer bei der 149. Straße wieder herauszukommen. Die Länge desselben beträgt nur 183 m. Der Querschnitt besteht aus 2 nebeneinanderlaufenden gußeisernen Zylindern von 4,8 m Durchmesser in einer Achsenentfernung von 3,75 m, wie dies die Abb. 38 zeigt. In dem diesbezüglichen Vertrage zwischen der Stadt New-York und dem Bauunternehmer John B. Mc. Donald wurde vorgesehen, daß der Harlemflußtunnel und seine Rampen mittels Druckluft in Form einer Baggerung mittels Caissons, Pfählen oder ähnlicher Art fundiert werden sollten; im übrigen aber wurde dem Unternehmer vollständige Freiheit bezüglich der Arbeitsinangriffnahme gelassen; es sollte die Fundierung möglichst fest und ohne Gefahr von Setzungen sein, und ferner sollte während der Bauausführung ein Schiffahrtsweg von mindestens 60 m freigehalten werden. Der Vertrag ließ es dem Unternehmer also frei, die Methode zu verwenden, welche er für die beste hielt. Die Freiheit war nur dadurch beeinträchtigt, daß der Tunnel mit einem gußeisernen Mantel und innerer Betonauskleidung hergestellt werden sollte; schon dadurch

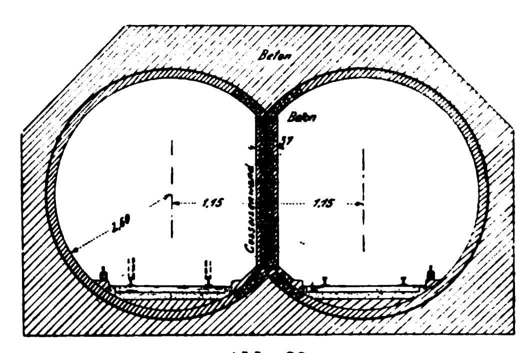
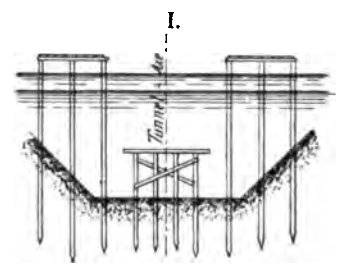


Abb. 38.
Querschnitt des Harlem River-Tunnels.



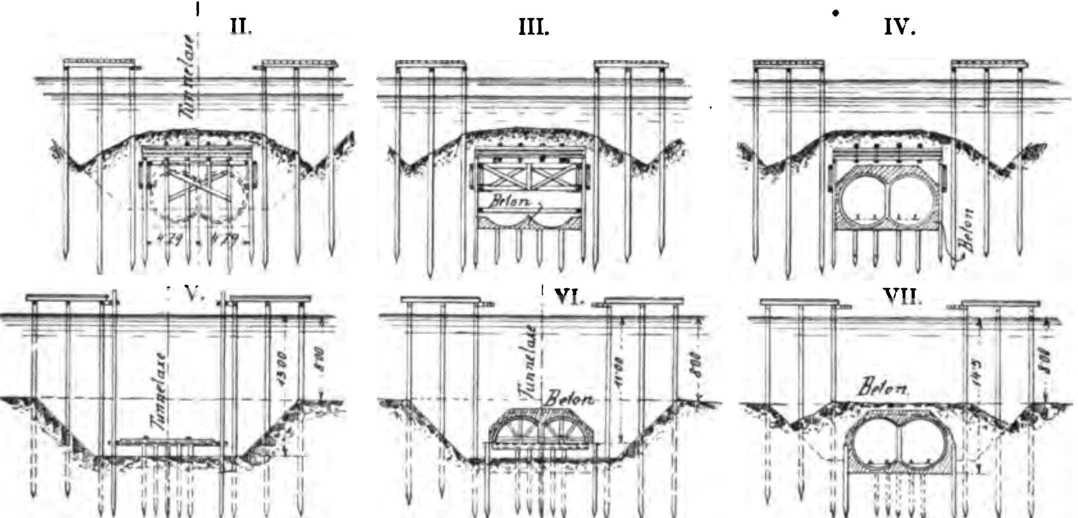


Abb. 39. Baustadien während der Ausführung des Harlem River-Tunnels.

[1]) Von anderen Tunnelbauten unter Wasser, die in mehr oder weniger ähnlicher Weise ausgeführt wurden, wären zu erwähnen, der East River-Tunnel der New-York Rapid Transit Eisenbahn, dessen Querschnitte die Abb. 34 wiedergibt, ferner der Tunnel unter dem Regentskanal in London, über den Einzelheiten zu finden sind in Eng. News 1903, Seite 383, ferner der Belmont Tunnel unter dem East River bei der 42. Straße in New-York (siehe Eng. Record 1907 v. 8. Juni Seite 689), ferner der Polk Street Wassertunnel in Chicago (siehe Eng. Record 1907 v. 16. März, Seite 346), dessen Strecke unterhalb des Chicagoflusses in reinen Eisenbeton ausgeführt wurde, und andere mehr.

[2]) Engineering 1907, 12. April, S. 473.

wurden die bisher üblichen Methoden mittels des Schildes hinfällig. Es blieb daher dem Unternehmer nur übrig, mit Fangdämmen oder Luftdruckgründung zu arbeiten. Die Methode, die vom Unternehmer zur Ausführung gelangte, wurde mit Rücksicht auf alle Einzelheiten ausgearbeitet und hat sich trotz einiger Unfälle großartig bewährt und verbleibt ein Denkmal amerikanischer Ingenieurkunst. Herr Mc. Bean unternahm es, die Tunnelröhre in drei Teilen auszuführen. Der erste Teil vom Manhattan-Ufer gegen die Mitte des Flusses, der zweite vom Bronx-Ufer gegen die Flußmitte und der letzte Teil zur Verbindung der beiden vorerwähnten. Jeder Teil wurde mittels eines eigenen Raumes ausgeführt, welcher aus Holzwänden bestand und einen Holzcaisson vorstellte. Diese Räume stellen insofern etwas Neues dar, als sie nicht über, sondern unter Wasser hergestellt wurden. Die Arbeiten wurden folgendermaßen in Angriff genommen. Es wurde zuerst die Sohle des Harlemflusses bis zu einer Tiefe von 1,8 bis 2,4 m grabenartig ausgehoben, sodann wurden zwei Hilfsgerüste und Plattformen errichtet auf Pfählen, die 3 m voneinander geschlagen und bis über Hochwasser geführt wurden. Auf dieser Plattform liefen Gleise für den Materialtransport. Innerhalb der beiden Plattformen wurden längs des ausgehobenen Grabens 4 Reihen von Holzpfählen in Entfernungen von 1,90 m getrieben; jede Pfahlreihe war 2,4 m von der anderen entfernt. Diese Pfähle wurden durch Zangen und wagerechte Hölzer von 30 × 30 cm ober Wasser zusammengeschraubt und dann zur Tiefe herabgelassen, wo sie durch Taucher befestigt wurden (I. der Abb. 39). Innerhalb dieser Pfähle wurde nun ein sehr festes Rahmengestell befestigt und mittels eigener Holzführungen auf Leitpfählen herabgelassen, die sich auf der Innenseite der beiden Plattformen befanden. Dieser Rahmen wurde in verschiedenen Längen ausgeführt und knapp oberhalb der Kapphölzer der gesenkten Pfähle aufgebracht. Die Längswände des Senkkastens wurden hergestellt durch Versenken von 2 Reihen dichtgelegter starker Kanthölzer von 30 × 30 cm Stärke. Je drei solcher Hölzer bildeten einen Teil (Abb. 40) und hatten Nut und Falz, so daß dieselben mit den anschließenden Teilen dicht und fest verbunden werden konnten. Das untere Ende dieser Teile war keilförmig zugearbeitet, um einen kleinen Widerstand beim Eindringen in den Sand zu haben. Jeder Teil wurde mittels Taucher ähnlich versenkt wie bei den vier mittleren Pfahlreihen, wobei die Taucher mit Hilfe von Druckwasserrohren den Sand im Untergrunde wegspülten, um das Eintreiben zu erleichtern. In dieser Weise wurden die vier Seitenwände eines Senkkastens hergestellt. Sodann wurde zu den Arbeiten der Decke geschritten. Dieselbe war 100 cm stark und bestand aus drei Lagen von 30 cm starken Kanthölzern, welche quer zur Senkkastenachse gelegt waren. Zwischen diesen Kanthölzern befand sich stets eine 5 cm-Pfostenlage, welche mit ersteren zusammengeschraubt war, um ein festes einheitliches Gefüge zu bilden. Die Decke wurde über Wasser in Längen von 12 bis 40 m hergestellt, jeder Teil, an seinen richtigen Ort gebracht, in die Tiefe herabgelassen und mit Hilfe von Tauchern an den Seitenwänden befestigt und gedichtet. Sodann wurde auf diese Decke von allen Seiten Erde geschüttet (II. d. Abb. 39). Auf diese Weise wurde auf der Manhattanseite ein großer Arbeitsraum von rund 65 m geschaffen und mit zwei Schächten von 2,1 × 5,1 m Querschnitt versehen, welche sehr wasserdicht waren und als Luftschleusen ausgebildet wurden. Sobald dies geschehen war, wurde Druckluft in diesen Arbeitsraum eingeführt, die Sohle des Kastens auf die vorgeschriebene Sohlen-

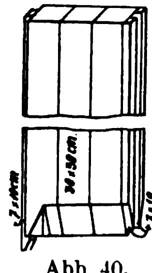


Abb. 40. Einzelstück der Spundwand.

tiefe der Tunnelröhre vertieft, die Pfahlköpfe abgesägt und die Sohle der Röhre betoniert (III. d. Abb. 39).

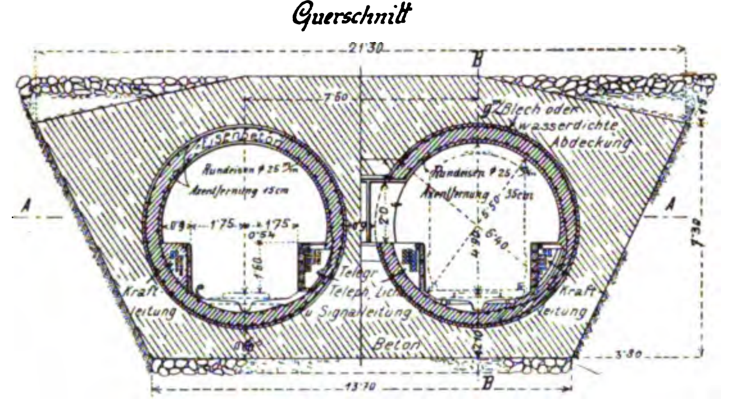
Hierbei zeigte sich ein kleiner Unfall insofern, als ein Teil der seitlichen Holzwand aus dem Untergrund herausgedrückt wurde, so daß die Arbeit auf kurze Zeit eingestellt werden mußte. Die Seitenwände wurden von nun an immer tiefer bis auf den Fels getrieben und außerdem der Sand des Untergrundes durch Zementeinspritzungen fester gemacht, so daß fürderhin kein ähnlicher Unfall mehr eintrat. Auf die fertige Betonsohle wurden die einzelnen gußeisernen Segmentstücke versetzt und nach dem in der Abb. 38 ersichtlichen Tunnelquerprofil ausbetoniert (IV. d. Abb. 39). Für den zweiten Teil hatte Herr Mc. Bean eine zwar einfachere und billigere, aber um so gefährlichere Lösung ausgeführt. Er benutzte die Tunneldecke als Ersatz für die Holzdecke des Arbeitsraumes. Auf dem Bronx-Ufer wurde auch zuerst ein Graben in der Flußsohle, aber nur bis zu einer Tiefe von 1,5 m oberhalb der zukünftigen Tunnelsohle ausgehoben. Ähnlich wie früher wurden die beiden Arbeitsplattformen errichtet und in die Grabensohle fünf Pfahlreihen getrieben, auf welche Kapphölzer angebracht wurden; ebenso wurden auch die beiden Seitenwände hergestellt (V. d. Abb. 39). Auf einer großen floßartig ausgeführten schwimmenden Plattform wurde nun die obere Hälfte der Tunnelröhre hergestellt. Dieser zweite Teil war 90 m lang und wurde in drei Teilen von $2 \times 27 + 25{,}2$ m ausgeführt. Jeder Teil wechselte mit einem kleineren von 3,6 m Länge ab, in welchem besondere Vorrichtungen für Luftschleusen angeordnet wurden. Am Ende jedes Teiles wurde ein eisernes Blech als Abschlußwand einbetoniert, und zwar 1,8 m vom Ende der Tunnelröhre, welche Bleche an ihrer Außenseite mit Ringen versehen waren. War so ein oberer Teil fertiggestellt und erhärtet, so wurde derselbe mit Steinen beschwert und mittels genauer Führungen auf Drahtseilen heruntergelassen (VI. d. Abb. 39). Durch Taucher wurden die einzelnen Teile miteinander unter Wasser verbunden und verdichtet. Nachdem dies fertig war, wurden die Zwischenbleche entfernt und die ganze herabgelassene Röhre in einen Arbeitsraum verwandelt.

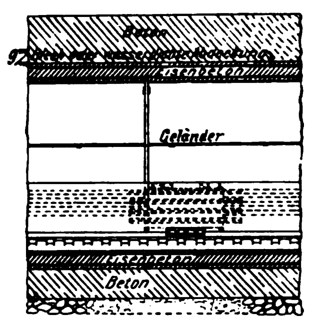
Das Zwischenblech am Ende des letzten Teiles mußte eigens ausgebildet werden wegen des Anschlusses an die Holzdecke des Teiles am Manhattan-Ufer. Sobald die Decke heruntergelassen war, wurde wieder Erde auf 1,5 m Höhe angeschüttet und Druckluft eingeführt. Sodann wurden der untere Teil ausgeführt, die Grabensohle vertieft, die Pfähle abgesägt und die Sohle der Tunnelröhre betoniert und zum Schlusse der untere Teil des gußeisernen Mantels eingelegt (VII. d. Abb 39). Das laufende Meter dieser Tunnelröhre kostete 3600 Dollars.

Auf diese Weise wurde die Idee zur Ausführung gebracht, die in mehr oder weniger ähnlicher Art Professor E. Winkler in Wien bereits in den 70er Jahren zur Herstellung einer Tunnelröhre unter dem Donaukanal anregte, aber durch starke Anfeindungen und pessimistische Anschauungen der damaligen Ingenieure nicht zur Ausführung gelangte. Ja, selbst die amerikanischen Ingenieure standen dem oben beschriebenen, in der letzten Zeit ausgeführten Tunnel noch sehr kühl gegenüber, und erst das gute Gelingen dieses Bauwerks, welches ohne jeglichen größeren Unfall in der vertragsmäßigen Frist zu Ende geführt wurde, dürfte diese Bauweise zu einer der führenden für den Bau von Tunnelröhren unter Wasser machen. Die Vorteile liegen leicht auf der Hand. Die Fahrbahn der Tunnelröhre unter dem Wasser liegt um ein bedeutendes höher als bei einem Tunnel mittels der Schildbauweise ausgeführt. Dadurch ergeben sich sowohl Bau-, als auch Betriebsersparnisse durch kürzere Rampentunnels oder kleinere Gefällsanordnungen derselben. Zieht man

ferner in Erwägung, daß das Bestreben dahin geht, ähnlich wie bei der Sektion B des East Boston-Tunnels den teuren Gußeisenmantel aus wirtschaftlichen Gründen nicht mehr in Anwendung zu bringen, so ergibt sich durch diesen letzteren Umstand im Zusammenhange mit der zuletzt beschriebenen Tunnelbauweise für den reinen Eisenbetonbau mit statisch berechtigten Armierungen ein großes Zukunftsfeld, und es dürfte von allgemeinem Interesse sein, zwei solcher neuesten Entwürfe kurz zu erwähnen.

Der Detroit-Tunnel der Michigan Central-Eisenbahn.[1]) Dieser Tunnel stellt eine Verbindung zwischen der Detroit- und Windsorseite unter dem Detroitflusse vor. Was diesen Unterwassertunnel anbelangt, so sei erwähnt, daß die Breite des Flusses an der Kreuzungsstelle 780 m beträgt, die kleinste Tiefe 6 m, die größte in der Fahrrinne 14,20 m. Der Untergrund des Flußbettes ist blauer Ton mit schmalen Schotter- und Sandbänken. Es lagen im ganzen vier Entwürfe vor, wovon





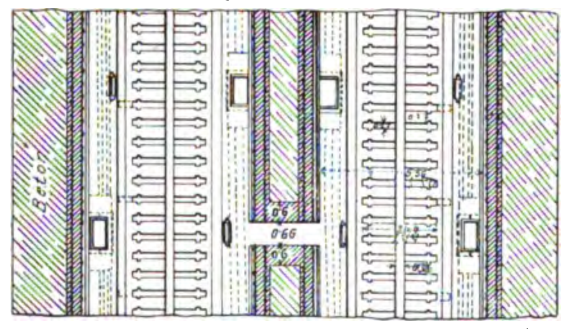


Abb. 41. Querschnitt, Längsschnitt und Grundriß des Entwurfs A für den Detroit-Tunnel.

drei die Lösung mittels eines Grabens in der Flußsohle anstrebten, während die vierte die Schildbauweise zur Anwendung empfahl. Der von Herrn J. Wilgas stammende Entwurf, mit *A* bezeichnet, besteht darin, daß das Sohlenmaterial durch ein wasserdichtes Betonmaterial unter Wasser ersetzt wird, durch welches ohne Gebrauch eines Schildes die innere Tunnelröhre ohne Gebrauch von Druckluft oder Spundwänden hergestellt werden kann. Zu diesem Zwecke sollte die Flußsohle zuerst grabenartig ausgehoben werden, welcher Graben mit Rücksicht auf den tonhaltigen Untergrund sehr steil geböscht werden konnte. Auf die Sohle dieses Grabens sollten sodann auf eine Stärke von rund 50 cm Steine gelegt werden, worauf eine Lage von Beton im Mischungsverhältnis 1 : 3 : 6 bis zu einer Stärke von 60 cm aufgebracht werden sollte. Der Beton sollte maschinell erzeugt werden und nach der gebräuchlichen Weise mittels eines beweglichen Trichters unter Wasser gebracht werden.

[1]) Railroad Gazette 1906, S. 151.

Nachdem der Beton erhärtet wäre, sollten eigene sattelartige Böcke heruntergelassen werden, um die Tunnelform tragen zu können. Diese Formen, entweder aus Holz oder aus Eisen vorgesehen, sollten in Längen von rund 90 m über Wasser hergestellt und sodann in der Tiefe in ihre richtige Lage gebracht werden. Die anschließenden Teile der Formen sollten unter Wasser entweder vereinigt oder ihr Zwischenraum durch wasserdichte Mittel ausgefüllt werden. Nachdem der Beton diese Formen umhüllt hätte und erhärtet wäre, sollte das Wasser ausgepumpt und mittels Einführung von Druckluft diese so hergestellte Röhre außerdem wasserdicht gemacht werden und die eigentliche Tunnelröhre, die in Eisenbeton vorgesehen war, hergestellt werden. Die Formen waren so beschaffen, daß sie kleine Öffnungen besaßen, durch welche Mörtelbrei in die Betonumhüllung eingespritzt werden konnte. Die Stärke der Eisenbetonröhre war mit 575 mm vorgesehen und war 1 : 2 : 4 gemischt. In der Röhre waren Längs- und Quereisen, der Kreisform entsprechend, angeordnet, stets von 25 mm Stärke, wovon die Längseisen 35 cm, die Quereisen 15 cm voneinander entfernt waren. Die Quereisen waren in zwei Lagen angeordnet, je 7,5 cm vom äußeren Rande entfernt. Der innere lichte Durchmesser der Tunnelröhre soll 5,50 m betragen, so daß 4,90 m als lichte Höhe von der Gleisoberkante verbleiben. Ferner waren auf jeder Seite Bankette von 90 cm Breite und 160 cm Höhe über den Gleisen vorgesehen, welche für die Unterbringung von Leitungen dienten. Die senkrechten Wände dieser Bankette waren ebenfalls in Eisenbeton geplant und hatten eine gegenseitige lichte Entfernung von 3,50 m. Die anderen Einzelheiten zeigt die Abb. 41.

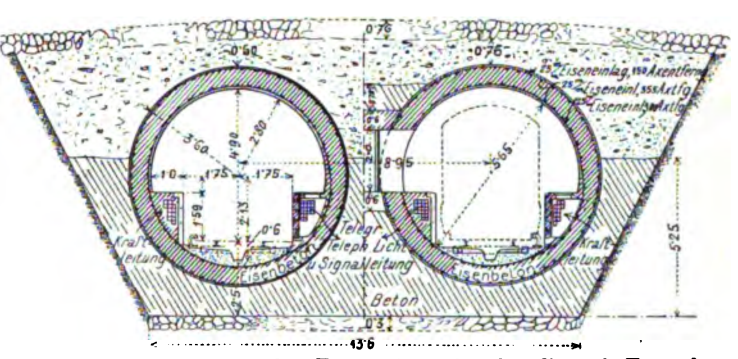


Abb. 42. Querschnitt des Entwurfs *B* für den Detroit-Tunnel.

Eine zweite Methode, von Herrn Ing. Carson, dem Chefingenieur der Bostoner Untergrundbahn entworfen, unterscheidet sich von der früher beschriebenen nur dadurch, daß die inneren Eisenbetonröhren über Wasser fertiggestellt und dann in ihre richtige Lage versetzt werden, indem dieselben auf ein zuvor hergestelltes Betonbett zu liegen kommen. Nach Dichtung der Anschlußstellen sollten sie mit Erde überschüttet und mit einer Lage von Steinen bedeckt werden. Die Abb. 42 zeigt weitere Einzelheiten.

Der dritte Entwurf ist vom ersten nur in der Armierung der Tunnelröhre verschieden. Bezüglich der weiteren Anlage des Detroit-Tunnels sind auch die Rampentunnels in Eisenbeton geplant und als überwölbter Einschnitt ausgeführt gedacht. Wie aus Abb. 43 ersichtlich, sind die beiden Tunnelachsen auf das Kleinstmaß von 6,25 m gerückt. Die Kalotte und die Zwischenwand ist in Eisenbeton im Mischungsverhältnisse 1 : 2 : 4 geplant,

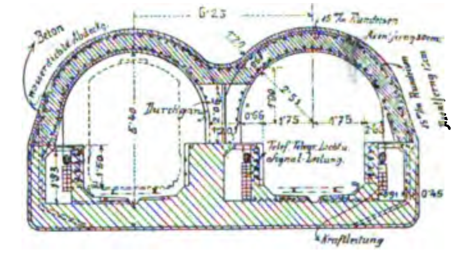


Abb. 43. Rampentunnelquerschnitt des Detroit-Tunnels.

während die Wände und die Sohle in Stampfbeton 1:3:6 vorgesehen sind. Die Stärke der Wandung war 68 cm, und die Armierung besteht aus 15 mm starken Rundeisen sowohl für die in Entfernungen von 15 cm angeordneten Quereisen, als auch für die 30 cm voneinander entfernten Längseisen. In Entfernungen von 60 m waren zwischen beiden Tunnelröhren Gänge vorgesehen. Der östliche Rampentunnel hat eine Länge von 900 m, der Unterwassertunnel eine solche von 840 m, der westliche Rampentunnel 600 m. Von Interesse ist auch die Ausbildung der Schächte, welche sowohl für die Lüftung, als auch für die Entwässerung ausgebildet wurden. Die Schächte sollten aus zwei brunnenartigen, in Eisenbeton ausgeführten Röhren bestehen von 3,6 × 4,5 m Querschnitt. Der Zwischenraum dieser beiden Röhren wurde mit einer Wendeltreppe versehen, welche von der Bodenoberfläche zu einem gemeinsamen Gange beider Tunnelröhren führt. Unter jedem Gleis befinden sich die Sümpfe, von wo das Wasser heraufgepumpt wird. Die Einzelheiten zeigt die Abb. 44.

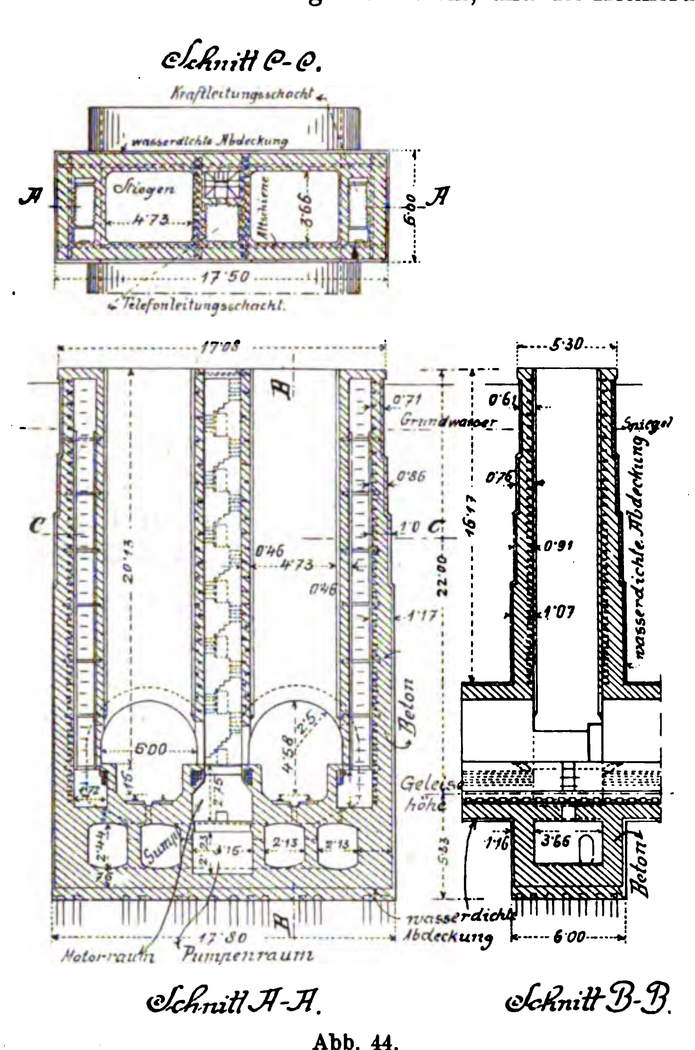


Abb. 44.
Ausbildung des Schachtes für den Detroit-Tunnel.

8. Rekonstruktionen von Tunneln.

Rekonstruktion des Steudeltunnels der Wiener Verbindungsbahn.[1]) Dieser Tunnel liegt zwischen den Stationen Favoriten und Matzleinsdorf und unterfährt die Laxenburger und Himberger Straße sowie den Südbahnhof. Nachdem vier Tunnelringe, welche sich gerade unter dem Südbahnhof befinden, schon seit längerer Zeit große Nässungen zeigten, durch welche ein Auslaugen der Fugen und Auswittern großer Flächen im Gewölbe und Widerlager stattfinden konnte, entschloß sich die k. k. Staatsbahndirektion Wien, diese zu rekonstruieren. Eine vollkommene Auswechslung der Tunnelringe wäre nicht nur mit großen Kosten und großem Zeitaufwand verbunden, sondern hätte auch große Störungen des dichten Verkehrs der

[1]) Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst 1901, S. 637.

Wiener Verbindungsbahn zur Folge gehabt. Man entschloß sich daher, die stark angegriffenen Teile der Tunneloberfläche abzunehmen und Betongewölbe mit Eiseneinlagen ringförmig einzubauen und durch Zementausspritzungen einerseits das Betongewölbe mit dem alten Ziegelmauerwerk in Verbindung zu bringen, anderseits die ausgewaschenen Fugen des Ziegelgewölbes wieder auszufüllen. Diese Gewölberinge sollten im Scheitel 8 cm und am Kämpfer 15 cm stark sein und eine Länge von 5 m erhalten. Dadurch, daß das Eisendrahtnetz mit starken Eisenhaken an dem Gewölbe befestigt wurde, wurde auch der Monierbogen mit dem Ziegelgewölbe verbunden. Die Arbeiten wurden derart durchgeführt, daß zuerst die rechtseitige Tunnelleibung bis zum Scheitel konstruiert wurde, sodann die linkseitige. Zu diesem Zwecke mußte ein eingleisiger Verkehr im Tunnel eingeführt werden. Als Arbeitsdauer wurden für jede Tunnelhälfte vier Wochen bestimmt. Die Ausführung der Betonarbeiten wurde der Unternehmung G. A. Wayss u. Co. in Wien übergeben. Dieser Unternehmung wurde ein Tunnelgerüstwagen, der sonst für Tunneluntersuchungen in Verwendung steht, und außerdem ein Plateauwagen zur Verfügung gestellt. Zuerst sollte nur ein Ring zur Probe hergestellt werden. Für die Herstellung dieses Ringes wurde eine 5,5 m lange Stelle in 62 m Entfernung vom Tunnelportal gegen Matzleinsdorf bestimmt, welche außergewöhnlich starke Nässungen und Ausbröcklungen aufwies. Hierbei zeigte es sich, daß man die beabsichtigten Maße von 8 bezw. 15 cm Ausbruchstiefe nicht einhalten konnte, da beim Losschlagen oft ganze Ziegel herausfielen, teils weil sie ganz mürbe und zerdrückt waren, teils weil die Fugen vollständig ausgewaschen waren und die Ziegel nur noch ganz locker im Gewölbe steckten. Während der Zeit dieses Ausstemmens wurde auf einer eigenen Bretterschablone das Gitter aus 10 bezw. 7 mm starken Rundeisen gebunden und als Ganzes zur Verwendungsstelle gebracht und mittels Mauerhaken im Ziegelgewölbe in entsprechender Entfernung befestigt. Da sich dieser Vorgang, nämlich das Transportieren des fertigen Netzes, als sehr unpraktisch erwies, wurde für die späteren Teile davon abgegangen und das Eisen an Ort und Stelle versetzt bezw. verankert. Der verwendete Beton wurde aus 1 Teil Portlandzement und 3 Teilen reschem Donausand hergestellt. Die Betonierung erfolgte vom Gewölbeanlauf gegen den Scheitel zu, und zwar auf die Weise, daß ein etwa 15 cm breites Schalbrett auf den Lehrbogen befestigt und zwischen diesem und dem Ziegelgewölbe der Beton in Lagen eingebracht und mit kleinen eisernen Stößeln festgestampft wurde. War der Beton bis zur Höhe des Schalbrettes von der Seite eingeschoben und befestigt, so wurde frischer Beton eingebracht. Dieser Vorgang wiederholte sich nun so fort. In dem Beton wurden ferner in mehreren Reihen rd. 20 cm lange Gasrohre eingelegt, um dem eventl. sich sammelnden Wasser Gelegenheit zum Abfluß zu geben. Um bei der Ausstemmung der Bohrlöcher zur Ausspritzung des Gewölbes nach dem Daaserschen Verfahren nicht das frische Betongewölbe durch Anstoßen der Bohrer an die Eisendrahteinlage unnütz zu lockern und zu zerstören, wurden an jenen Stellen, an welchen diese Bohrlöcher herzustellen waren, Holzklötzchen von 9 bis 10 cm Durchschnitt einbetoniert. Nachdem sich dieses hier beschriebene Mittel sehr gut bewährte, wurde gleich zur Rekonstruktion der drei übrigen Ringe geschritten. Vor Inangriffnahme der Betonierung wurde mit der Bohrung der Spritzlöcher begonnen. Die durchschnittliche Tiefe dieser Bohrlöcher betrug im Scheitel 0,9 m und in der Entfernung von 2 m vom Scheitel 1,3 m. Das Bohren dieser Löcher war sehr kostspielig. Zur Bohrung der 25 in Ring II und III befindlichen Löcher von durchschnittlich 1,1 m Tiefe, wurden 639 Arbeitsstunden zu 40 H. = 255,6 Kr. oder 9,39 Kr. für 1 lfd. m Bohr-

loch oder 10,23 Kr. für ein Bohrloch im Durchschnitt aufgewendet. Überdies war der Verschleiß an Bohrern außerordentlich groß, so daß sich die Herstellungskosten eines Bohrloches im Durchschnitt auf rund 12 Kr. erhöhten. Vor der Ausspritzung mit Zement wurde in das Bohrloch Wasser eingepumpt, um festzustellen, wie weit die Einspritzungen zur Wirkung gelangen werden und um danach noch neue Bohrlöcher einschalten zu können. Zur Ausspritzung wurde Portlandzement verwendet, der mit Wasser im Verhältnis von 5 : 4 gemischt worden war. Beim Anmachen desselben mußte die Mischung stetig umgerührt werden, damit die Bildung von Knötchen vermieden wurde. Die Aufnahmefähigkeit der verschiedenen Löcher war eine sehr verschiedene, ebenso die Größe ihres Einflußgebietes und zwar schwankte letzteres zwischen 1 bis 4 m². Die Ausspritzung der in den Monierringen am Scheitel hergestellten Löcher wurde bis nach Schließen des Moniergewölbes aufgeschoben, um ein vorzeitiges Rückfließen des Mörtels durch die sehr schadhaften Scheitelfugen zu vermeiden und um die im Scheitel nicht geschlossene Gewölbehälfte nicht vorzeitig zu belasten. Nachdem nun auch die zuletzt hergestellten Halbringe 14 Tage hindurch eingeschalt gestanden hatten und der Beton genügend abgebunden war, wurde zur Ausrüstung und Überleitung des eingleisigen Verkehrs vom Gleis I auf das Gleis II geschritten. Zur Unterfangung der Halbringe am Scheitel für die Zeit der Übertragung des festen Schalgerüstes von einem auf das andere Gleis wurden Gerüstständer am Scheitel aufgestellt und erst später die Halbringe ausgerüstet, wie dies übrigens auch aus der Abb. 45 u. 46 zu ersehen ist. Zum Zwecke der innigen Vereinigung der beiden Halbringe am Scheitel wurden die Eisenstäbe bei den linkseitigen Hälften 50 bis 100 cm über die Anschlußhälfte hervorragen gelassen, welche die Rundeisen der rechtseitigen Hälfte übergriffen. Beim Schließen des Gewölberinges wurde von dem früher geschilderten Vorgang von dem Einbringen des Betons insofern abgewichen, als die Schalbretter, welche bis auf einen etwa

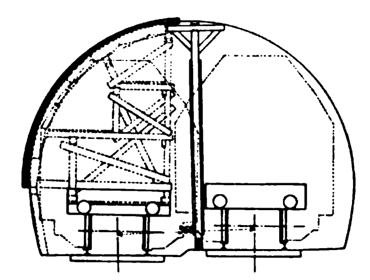
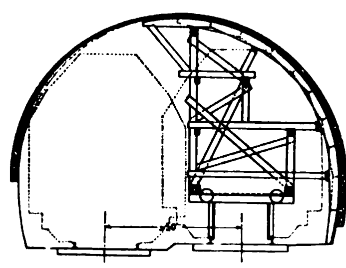



Abb. 45 u. 46.
Eingerüstung bei der Rekonstruktion des Steudeltunnels.



Abb. 47.
Lichtbild eines Teiles des rekonstruierten Steudeltunnels.

30 cm breiten Spalt immer in der Richtung der erzeugenden Parallelen zur Tunnelachse eingeschoben, in den Schlußspalt senkrecht dagegen eingesetzt wurden. Hierdurch war es möglich, den Beton immer seitlich einzubringen und über dem Schalbrett festzustampfen. Für die Einspritzung wurden insgesamt 35 000 kg Portlandzement verbraucht. Die Beleuchtung der Arbeitsstellen erfolgte zuerst durch 2 Petroleum-Apparate. Da beim Vorwärtsschreiten der Arbeit die Aufstellung weiterer 2 Apparate nötig wurde, ein solcher Apparat aber in 24 Stunden etwa 120 kg Petroleum verbrennt, so hätten die Kosten dieser Beleuchtung mit 4 Apparaten für 24 Stunden etwa 200 Kr., daher für die ganze Arbeitszeit rund 12 000 Kr. betragen, in welche Kosten die Reparaturen der Apparate noch nicht inbegriffen sind. Es wurde daher die viel billigere elektrische Beleuchtung mit 6 Bogenlampen eingeführt. Den Strom lieferte eine mobile, auf einem Waggon aufmontierte Stromerzeugungsanlage, und betrugen die Kosten dieser Beleuchtungart für 40 Arbeitstage rund 2000 Kr. Die Gesamtkosten beliefen sich auf rund 23 600 Kr. und verteilen sich wie folgt:

1. Vorarbeiten, Einlegung von Weichen, Aufstellung und Einrichtung der Hütte an der Übergangsstelle des zweigleisigen in den eingleisigen Verkehr, Auf- und Abmontierung der erforderlichen Distanzsignale usw. 4500 Kr.

2. Einbau von 4 Moniergewölberingen von zusammen rund 309 m² Fläche, samt allen erforderlichen Nebenarbeiten 12 000 Kr.

3. Herstellung von 141 Bohrlöchern und Ausspritzung mit Zement 4500 Kr.

4. Beleuchtung der Arbeitsstelle 2600 Kr.

In der Abb. 47 ist diese Rekonstruktion im Lichtbilde zu sehen.

Rekonstruktion des Meudontunnels auf der Linie Paris—Versailles.[1]) Dieser 3350 m lange Tunnel wurde von 2 Seiten in Angriff genommen und bestand dessen Röhre aus Bruchsteinmauerwerk. Es waren kaum noch die letzten 35 m herzustellen, als die zuletzt hergestellten Tunnelringe einstürzten und Herr Chefingenieur Rabut mußte sich zu einer gründlichen Rekonstruktion derselben entschließen. Zu diesem Zwecke ließ er an dem ganzen Umfang des Gewölbes und der beiden Widerlager bis hinab in das Sohlengewölbe einen eisernen Blechmantel anordnen, welcher aus einzelnen Tafeln bestand, die miteinander verlötet wurden. Zuvor wurden Ankereisen von 40 bis 70 cm Länge von Stelle zu Stelle in das Mauerwerk eingekeilt, und ferner wurden Leisten aus Zement und Eichenholz von 4 bis 5 cm Stärke am Umfange des Mauerwerks befestigt. Gegen diese Leisten wurde der Blechmantel angedrückt. Der leere Raum zwischen diesem Mantel und dem Mauerwerk wurde durch Einspritzungen von Mörtel 1 : 3 ausgefüllt. Sodann wurde eine Röhre aus Eisenbeton hergestellt, welche den Blechmantel zudeckte. Mittels der früher eingekeilten Ankereisen wurde die Armierung dieser Tunnelröhre festgehalten. Die Scheitelstärke dieses Eisenbetonringes betrug 35 cm, die Wandstärke an den Seiten 25

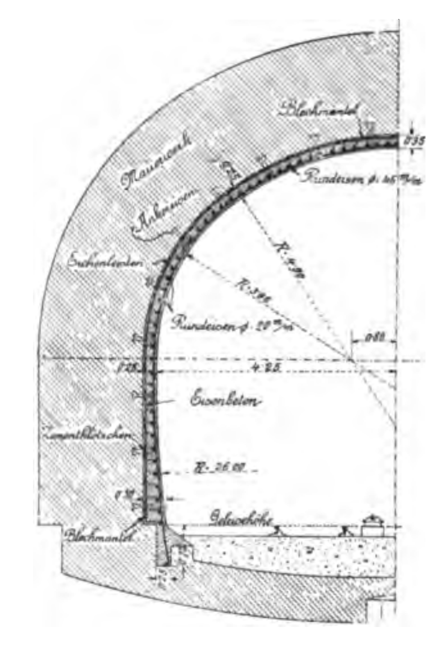


Abb. 48. Querschnitt des rekonstruierten Meudontunnels.

[1] Le béton armé, 1902, Juli S. 21.

und unten 30 cm. Die Armierung bestand aus 20 mm starken Rundeisen in der Längsrichtung und aus 45 mm starken Rundeisen in der Querrichtung, welche Eisen mittels 5 mm starker Bügel in das Betonfleisch verhängt wurden, wie dies aus den Abb. 48 und 49 zu ersehen ist.

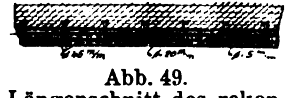


Abb. 49.
Längenschnitt des rekonstruierten Meudontunnels.

In mehr oder weniger ähnlicher Weise wurde der Hauhensteintunnel in der Schweiz rekonstruiert, und hat sich die Rekonstruktion seit ihrem 10jährigen Bestande bis auf den heutigen Tag auf das Beste bewährt.

II. Stadt- und Untergrundbahnen.

Allgemeines.

Beim Bau von Bahnen in dicht bewohnten Gebieten, wie es Städte sind, ergeben sich naturgemäß eine Unzahl Objekte und Bauschwierigkeiten. Es weist auch die zum Bau erforderliche Grundfläche für die Gleise-Über- und Unterfahrungen ein Mindestmaß auf. Die Anwendung des Betons im Zusammenhang mit dem Eisen hat es eigentlich erst möglich gemacht, in zahlreichen Fällen den großen Anforderungen und Schwierigkeiten beim Bau von Stadt- und Untergrundbahnen gerecht zu werden. Sowohl bei der Herstellung von Hochbauten, Brücken, Viadukten, Fundierungen, überdeckten und überwölbten Einschnitten und sogar auch bei Tunnels, fand die Eisenbetonbauweise ein reiches Feld ihrer Anwendung. Dieselbe soll bei einigen bisher ausgeführten Stadt- und Untergrundbahnen erläutert werden.

Wiener Stadtbahn.

Die Wiener Stadtbahn besteht aus der Vororte-, Gürtel-, der oberen bezw. unteren Wiental- und schließlich der Donaukanallinie. Bei der oberen Wientallinie, der zuerst ausgeführten Linie der Wiener Stadtbahn, fand der Eisenbetonbau nur bei der Herstellung der Überdeckungen von Bahnmauernischen Anwendung. Bei der Vorortelinie finden wir bereits eine große Anzahl von Objekten in Eisenbeton. Es sind dies Moniergewölbe, welche auf Bruchsteinmauern lagern, meistens von 10 m Lichtweite, dem zweigleisigen Bahnkörper entsprechend, mit Ausnahme des Objekts bei der Kreuzgasse, welches zwei Öffnungen zu 20,25 und 11,5 m besitzt, und jenes in der Seeböckgasse mit 16,5 m. Das Nähere über diese Objekte befindet sich im Kapitel über Bogenbrücken. Die auf dieser Linie ausgeführten Objekte sind in Bau-km 0,655, 0,788, 2,007, 3,103, 3,245, 4,624, 4,795, 4,998, 6,982, 7,439, 7,730, 7,857, 8,006, 8,322. Diese Objekte liegen im Zuge von bereits bestehenden oder projektierten Straßen und sind sämtlich für den Verkehr eines 12 t schweren Lastwagens und einem Menschengedränge von 460 kg/m² berechnet und ausgebildet. Ihre Ausführung erfolgte im Jahre 1894. Die Abb. 50 gibt einen Querschnitt durch ein solches Objekt.

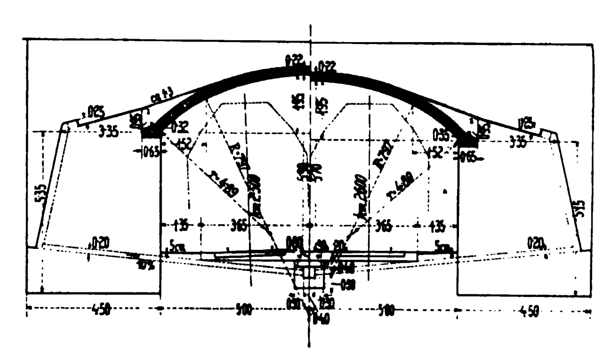


Abb. 50. Querschnitt einer überwölbten Eindeckung der Vorortelinie.

Ebenso finden sich auf der Gürtellinie Moniergewölbe von 10 m Lichtweite in Bau-km 3,675 im Zuge der Herbststraße, für einen 20 t schweren Lastwagen berechnet und ausgebildet. Ferner wurden hier lange, überwölbte Einschnitte, und zwar in Bau-km 2,397 bis 2,475 und in Bau-km 2,576

bis 2,618 mit Moniergewölben auf Bruchsteinwiderlagern ausgeführt. Ersterer überwölbter Einschnitt ist für einen 20 t schweren Lastwagen, letzterer für einen 39 t schweren Lastwagen und ein Menschengedränge von 460 kg/m² ausgebildet. Das Moniergewölbe für den 20 t schweren Lastwagen hat eine Scheitelstärke von 18, eine Widerlagerstärke von 26 cm; das für den 39 t schweren Wagen eine Scheitelstärke von 22 und eine Widerlagerstärke von 32 cm. Die Armierung besteht in beiden Fällen aus 12 Stück Rundeisen von 10 mm als Trageisen und 12 Stück Rundeisen von 7 mm für 1 lfd. m, als Verteilungseisen dienend. Bei dem Typ für den 20- und 39-Tonnenwagen gehen zwei gleichartige Netze sowohl an der inneren, als auch an der äußeren Leibung durch das ganze Gewölbe, während für den 12-Tonnenwagen das obere Eisennetz nur oberhalb des Widerlagers sich befindet. Alle diese Objekte wurden im Jahre 1894 und 1895 ausgeführt.

Der Gürtellinie folgte im Bau die untere Wientallinie. Auch hier wurden zuerst wieder gewölbte Einschnitte in Eisenbeton ausgeführt, ähnlich den früher beschriebenen, und zwar in der Nähe des Karlsplatzes von Bau-km 9,585 bis 9,747 und Bau-km 9,845 bis 9,887. Diese Moniergewölbe sind in mehreren Typen ausgeführt, und zwar der erste Typ von 8,7 m Lichtweite, 2,2 m Pfeilhöhe, 18 cm Scheitel-, 28 cm Anlaufstärke. Die Armierung dieses Typs besteht aus einem doppelten Rundeisengeflecht von 18 Stück 10 mm als Trageisen und 12 Stück 7 mm für 1 lfd. m als Verteilungseisen. Der zweite Typ hat 13,3 m Lichtweite, 3,21 m Pfeilhöhe, 25 cm Scheitel-, 42 cm Anlaufstärke; der dritte Typ von 13,3 m Lichtweite, 1,9 m Pfeilhöhe (bedingt infolge von Gasüberführungen), 25 cm Scheitel-, 35 cm Anlaufstärke; der vierte Typ von 14,3 m Lichtweite, 3,4 m Pfeilhöhe, 26 cm Scheitel-, 42 cm Anlaufstärke. Mit Ausnahme des dritten Typs sind alle für eine Nutzlast von 39-Tonnenwagen und Menschengedränge von 460 kg/m² ausgebildet, während der Typ 3 nur für ein Menschengedränge von 460 kg/m² berechnet wurde. Die Armierung der Typen 2, 3 und 4 besteht aus einem doppelten Rundeisennetz von je 14 Stück 10 mm als Trageisen und 13 Stück 7 mm für 1 lfd. m als Verteilungseisen. An jenen Stellen der unteren Wientallinie, wo es aus mancherlei Gründen, hauptsächlich wegen der geringen Höhenlage der anschließenden Straßen nicht möglich war, Gewölbe auszuführen, wurden gedeckte Konstruktionen hergestellt, und zwar bestand diese Decke aus genieteten Kastenträgern, welche in Achsenentfernungen von etwa 100 cm versetzt wurden. Zwischen diesen Kastenträgern wurde auch die ganze Höhe der Eisenkonstruktion mit Beton ausgestampft. Es ist dies eine reine Eisenkonstruktion, wo der Betonklotz nur auf die kurze Entfernung zwischen den Kastenträgern als tragend wirkt und diesen selbst infolge seines großen Gewichtes sehr belastet. In dieser Weise wurden die gedeckten Einschnitte zwischen den Haltestellen Karlsplatz und Stadtpark bezw. Hauptzollamt ausgeführt. Ebenso wurde diese Eindeckung im Zuge von Brücken- und Straßenzügen verwendet. Es ist einleuchtend, daß durch den Dampfbetrieb, wie er für die Wiener Stadtbahn vorgesehen war und noch ist, einerseits, als auch durch die schlechte Lüftung anderseits, die unteren Lamellen und Nieten dieser Kastenträger großen Zersetzungen und Zerstörungen ausgesetzt waren. Es hat sich daher die k. k. Baudirektion für die Wiener Stadtbahn auf Vorschlag des damaligen Vorstandes der Abteilung für Unterbau und Brückenbau Herrn Baurates Josef Zuffer entschlossen, Eisenbetonplattenbalken für andere ähnliche Einschnitte einzuführen, umsomehr, da diese Deckenart eine Ersparnis gegenüber der früheren von 25 bis 30 vH. hervorrief; es wurden zuerst als eine Art Probedecke im Frühjahre 1899 das erste Mal Plattenbalkenkonstruktionen und zwar zwischen den

Haltestellen Margaretengürtel und Meidlinger Hauptstraße Bau-km 7,144 bis 7,041, mit Ausnahme der im Zuge dieser Bahndecke übersetzenden Straßenzüge (Karthauser Gasse und Kaiser Josefsbrücke), die schon früher nach der zuvor beschriebenen Eindeckungsart ausgeführt waren, angewendet. Die Lichtweite bewegt sich von 8,1 bis 11,9 m. Die Abb. 51 zeigt diese zuerst ausgeführte Deckenkonstruktion während der Belastungsprobe. Diese Eindeckung besteht aus einer Plattenbalkendecke, welche auf Bruchsteinmauern aufgelagert erscheint, wie dieselbe genauer bei der Donaukanallinie besprochen werden soll. Dieser Ausführung folgte die Eindeckung der Strecke von Bau-km 9,291 bis 9,476. Beide gedeckten Einschnitte wurden für einen 39 t schweren Lastwagen und 460 kg/m² Menschengedränge ausgebildet.



Abb. 51. Plattenbalkendecke der unteren Wientallinie während der Belastungsprobe.

Die letzte Linie der Wiener Stadtbahn, die zur Ausführung gelangte, war die Donaukanallinie. Die Wiener Stadtbahn, insbesondere die obere und untere Wientallinie, sowie die Donaukanallinie sind in Verbindung mit dem großzügigen Bauprogramme der Stadtgemeinde Wien ausgeführt worden. So die beiden Wientallinien im Zusammenhange mit der Regulierung des Wienflusses, die Donaukanallinie im Zusammenhange mit der Regulierung des Donaukanals bezw. dessen Umwandlung in einen Flußhafen.

Dementsprechend zieht sich längs der ganzen Donaukanallinie etwa in Gleishöhe, eine Kaistraße hin. Diese Kaistraße ist stellenweise mittels Stiegen mit der Fahrbahnhöhe des Franz Josef-Kais bezw. der Elisabethpromenade (Rossauerlände) in Verbindung gebracht. Die Decke der Donaukanallinie bildet weiter auch einen breiten Promenadenweg längs des ganzen Donaukanals bis zur Brigittabrücke. Bei dieser Linie fand die Eisenbetonbauweise eine sehr große Anwendung, denn die ganze Strecke von Bau-km 0,3856 bis Bau-km 2,9614 ist mit Ausnahme der offen ausgebildeten Haltestellen Schottenring und Elisabethpromenade (Rossauerlände) sowie einiger wenigen Deckenstreifen in Eisenbeton ausgeführt. Diese Deckenstreifen sind bei Bau-km 0,5 etwa 30 m lang, bei Bau-km 0,84 etwa 13 m lang und bei Bau-km 1,0 etwa 11 m lang und wurden nach der auf Seite 611 beschriebenen Art mit Kastenträgern und Stampfbeton ausgeführt. Die Eisenbetoneindeckung besteht aus Plattenbalken, welche in den gedeckten Einschnitten beiderseits auf einer Bruchsteinmauer aufruhen, während sie in den Galeriestrecken landseits auf einer Bruchsteinmauer, flußseits auf einem genieteten Blechträger ihr Auflager finden. Auf dem genieteten Blechträger sind der Anzahl der Betonbalken entsprechend schmiedeeiserne Blechtaschen angenietet, welche bei der Betonierung vollständig mit Dachpappe isoliert wurden, um eine freie Auflagerung der Betonkonstruktion zu gewährleisten. Die einzelnen Blechträger ruhen auf gußeisernen, architektonisch geschmückten Säulen auf. Die Decke wurde in einzelne Felder geteilt, welche eine künstliche Trennungsfuge (Dilatation) besitzen, die mit Teerpappe und Goudron

ausgefüllt wurde. Die Länge dieser Felder schwankte von 7 bis 28 m und war von verschiedenen Umständen, hauptsächlich der Lichtweite abhängig, so daß bei den größeren Lichtweiten die kleineren Deckenstreifen, bei den kleineren Lichtweiten die größeren Deckenstreifen in Anwendung kamen. Es ist fernerhin auch natürlich, daß auf diese große Länge die Decke nicht durchaus gleich ausgeführt werden konnte, da sowohl den Lichtweiten des Bahnprofils, sowie den verschiedenen Höhenverhältnissen der anschließenden Straßenzüge entsprechend auch die Konstruktionshöhe und die Belastungsnormen verschieden vorgeschrieben waren; so schwankten die Konstruktionshöhen (Abstand von Plattenoberkante bis Balkenunterkante) von 50 bis 80 cm, sind jedoch in den weitaus meisten Fällen 55 bis 65 cm.

Gedeckte Einschnitte in dieser Linie wurden ausgeführt von Bau-km 0,3856 bis 0,4820 mit 8,3 m Lichtweite für einen 12 t schweren Lastwagen. Von Bau-km 0,482 bis 0,4915 sowie von 0,5226 bis 0,6692 mit 8,1 m Lichtweite für den 39 t schweren Lastwagen von Bau-km 0,818 bis 0,835 und 0,848 bis 0,862 im Zuge der Ferdinandsbrücke von 8,3 m Lichtweite ebenfalls für einen 39 t schweren Lastwagen. Von Bau-km 1,134 bis 1,180 bei der Stiege Morzinplatz bei einer Lichtweite von 8,3 m für eine gleichmäßige Last von 850 kg/m², der Last eines später aufzustellenden Lastkrans entsprechend. Von Bau-km 1,237 bis 1,264 mit 8,3 m Lichtweite für eine Last von 460 kg/m², von hier bis Bau-km 1,30 im Zuge der Stephaniebrücke mit 8,3 m Lichtweite für einen 39 t schweren Lastwagen, von hier bis 1,413 und von 1,428 bis 1,480 mit 8,1 m Lichtweite ebenfalls für 460 kg/m². Ferner von Bau-km 1,826 bis 1,854 mit 8,10 m Lichtweite und 460 kg/m², von hier bis 1,878 ebenfalls mit 8,1 m Lichtweite im Zuge der Augartenbrücke für einen 39 t schweren Lastwagen, von hier bis Bau-km 1,992 mit 8,10 bis 8,30 m Lichtweite eine leichte Konstruktion mit 460 kg/m². Ferner von Bau-km 2,025 bis 2,058 bei der Stiege Berggasse mit 8,30 m Lichtweite und 460 kg/m². Ferner von Bau-km 2,256 bis 2,274 mit 8,5 m Lichtweite und 460 kg/m². Ferner von 2,4265 bis 2,481 Stiege Seeböckgasse mit 8,30 m Lichtweite, wovon der mittlere Teil für eine schwere Konstruktion von 39 t schweren Lastwagen für eine projektierte, später zu erbauende Brücke ausgeführt erscheint. Ferner von 2,676 bis 2,707 mit 8,30 m Lichtweite eine leichte Konstruktion von 460 kg/m² Stiege Glasergasse und endlich von Bau-km 3,620 bis 3,667 mit 8,3 m Lichtweite an der Spittellauerlände für einen 39 t schweren Lastwagen. Die restlichen Strecken sind mit Ausnahme der Haltestelle Ferdinandsbrücke und zweier Felder von 1,012 bis 1,028 Galeriedecken für eine Nutzlast von 460 kg/m² konstruiert und haben Lichtweiten 8,50 bis 12,0 m. In der Strecke von Bau-km 1,012 bis 1,028, welcher Teil im Zuge der im Jahre 1906 gebauten Marienbrücke liegt, wurde ein 39 t schwerer Lastwagen für die Konstruktion vorgesehen.

Eine ebenso interessante als auch schwierige Ausbildung erfuhr die Eindeckung bei der Haltestelle Ferdinandsbrücke, und zwar von Bau-km 0,669 bis 0.693 (Stiege Dominikanerbastei) mit 12,5 m Lichtweite für einen sechs Tonnen schweren Kran und 460 kg/m², als gedeckter Einschnitt von hier bis Bau-km 0,7285, ferner von 0,758 bis 0,794 eine gewöhnliche Promenadendecke für 460 kg/m², für Lichtweiten von 12,5 bis 14,20 m, während die dazwischen liegenden Felder von 0,728 bis 0,758 für einen Brückenverkehr von einem 12 t schweren Wagen oder 750 kg/m² ausgeführt erscheinen.[1]) Von Bau-km 0,794 bis 0,818 bildet die Decke zugleich den Fußboden des flußabwärtigen Stationsgebäudes Ferdinandsbrücke, welches nur einen provisorischen Charakter trägt und erst nach dem Neubau

[1]) Für die geplante Errichtung einer Hilfsbrücke während des Umbaues der Ferdinands- und Aspernbrücke.

der Ferdinandsbrücke zur Ausführung gelangt. Diese Decke hat dementsprechend die Mauern des Gebäudes sowie dessen Auflast zu tragen. Dasselbe gilt von Bau-km 0,863 bis 0,886 für die Decke des flußaufwärtigen Gebäudes Ferdinandsbrücke. Von Bau-km 0,886 bis 0,979 ist die Decke für gewöhnliche Nutzlast von 460 kg/m², für Lichtweiten von 12,7 bis 13,65 m ausgeführt, und ist dieser Teil in der Abb. 52 im Lichtbilde zu sehen. Am Ende der flußaufwärtigen Haltestelle Ferdinandsbrücke befindet sich ebenfalls noch ein gedeckter Einschnitt für die Stiege Rotenturmstraße, welcher für 460 kg/m² ausgeführt erscheint.



Abb. 52. Lichtbild der Haltestelle Ferdinandsbrücke.

In der Abb. 53 ist der Querschnitt der Haltestelle Ferdinandsbrücke der Donaukanallinie zu sehen. Was die Ausbildung der Eindeckung anbelangt, so wurde auf der Eisenbetondecke zuerst eine Asphaltschicht angebracht welche für den größten Teil der

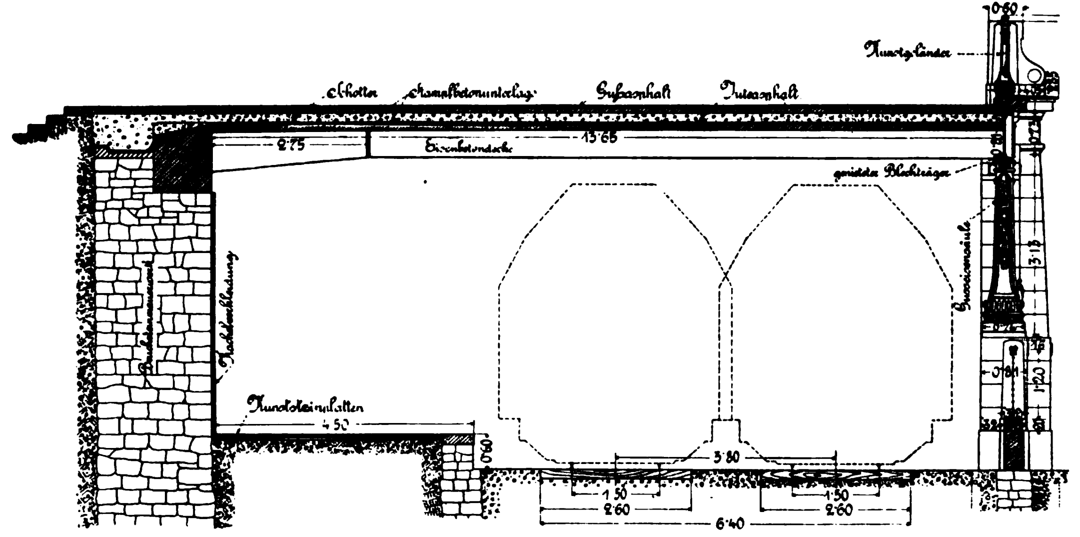


Abb. 53. Querschnitt der Haltestelle Ferdinandsbrücke.

Eindeckung aus Gußasphalt, mit Ausnahme der Haltestelle Ferdinandsbrücke, wo dieselbe aus Juteasphalt hergestellt wurde. Auf dieser Asphaltschicht ruht eine Schotterschicht, deren Oberfläche eine Stampfbetonlage enthält, als Unterlage für die obere durchaus als Gußasphalt ausgeführte wasserdichte Abdeckung. Auch die Entwässerung ist aus der Abb. 53 zu ersehen. Die einzelnen Betonbalken laufen wagerecht, während die Oberfläche der dazwischenliegenden Eisenbetonplatte als eine flache Rinne ausgebildet wurde mit einem Gefälle gegen das landseitige Auflager. Längs des Auflagermauerwerks wurde eine Betonrinne ausgebildet, ebenfalls mit Asphalt versehen und in Längsgefälle gelegt. Durch Sickerschlitze wurde das Wasser hinter dem Widerlager abgeleitet. Die leichten Typen der Eindeckung der Donaukanallinie hatten Konstruktionshöhen von 50, 55 und 65 cm, und wurde je ein Feld nach den in der Abb. 54 ersichtlichen Normen ausgeführt. Die abnormalen Typen wurden natürlich

bedeutend stärker ausgeführt. So zeigen die Abb. 55, 56, 57 einen Längenschnitt, einen Querschnitt in der Mitte und einen solchen am Auflager der Eindeckung bei der Stiege Rotenturmstraße. Erwähnen will ich, daß sämtliche Balken, der damaligen Konstruktionsart entsprechend, stets eingespannt ausgeführt wurden. Dieselben wurden über der Mauer keilförmig in die früher aus Stampfbeton hergestellten Auflager, die bis 60 cm unter Balkenunterkante reichen, ausgeführt. Da die Lichtweite bei dieser Stiege wie im ganzen Bereiche der Haltestelle Ferdinandsbrücke eine Größe von 12,50 m erreichte, mußte, um dem Einspannungsmoment Genüge zu leisten, die Konstruktionshöhe von 60 auf 85 cm am Auflager vergrößert werden (Abb. 55), und ebenso die Balkenbreite auf 2,75 m Entfernung vom Auflager (Abb. 53) von 44 auf 54 cm vergrößert werden (Abb. 56 u. 57). Ganz eigenartig mußten die Deckenstreifen ausgebildet werden im Zuge von bestehenden oder projektierten Donaukanalbrücken, zwecks Aufnahme und Überführung der verschiedenen Gas- und Kabelleitungen über die Stadtbahn. Die Abb. 58 zeigt den Längenschnitt der Stadtbahndecke im Zuge der Au-

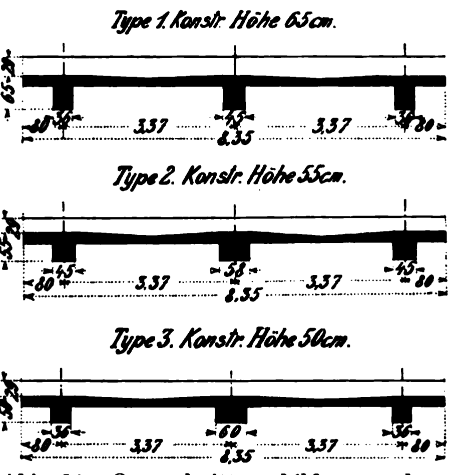


Abb. 54. Querschnittsausbildungen der Donaukanallinie.

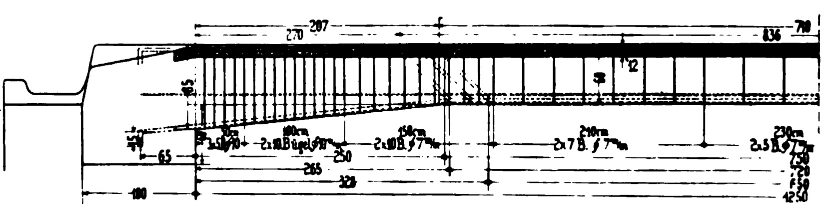


Abb. 55. Armierungsplan der Eindeckung bei der Stiege Rotenturmstraße.

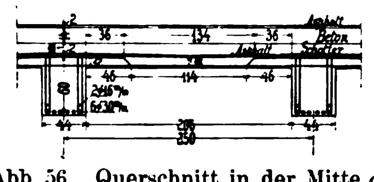


Abb. 56. Querschnitt in der Mitte d. Eindeckung bei der Stiege Rotenturmstraße.

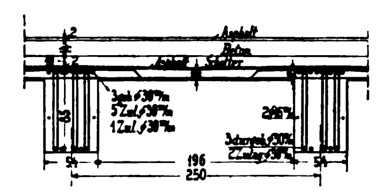


Abb. 57. Auflagerquerschnitt der Eindeckung Stiege Rotenturmstraße.

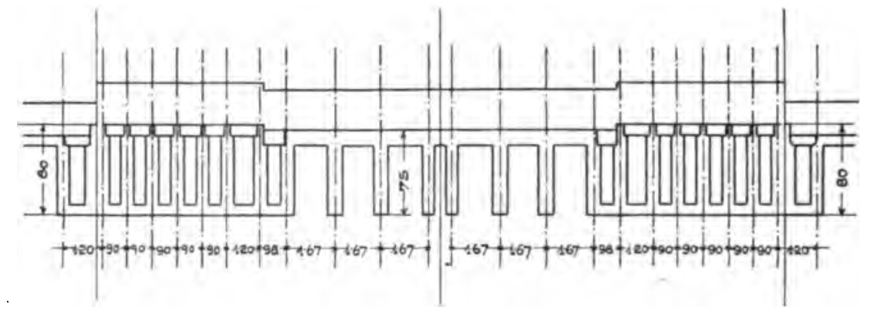


Abb. 58. Verzerrter Längenschnitt der Donaukanallinie im Zuge der Augartenbrücke.

gartenbrücke in verzerrtem Maßstabe. Wie aus den Abb. 59, 60 und 61 ersichtlich ist, wurden die Betonbalken ohne Zusammenhang mit der Eisenbetonplatte ausgeführt und ihr Druckgurt durch Druckeiseneinlagen verstärkt. Ihre Konstruktionshöhe vermehrt sich, der Einspannung zufolge, gegen das Auflager um 25 cm. Die Gehäuse für die Leitungen bestanden darin, daß die Unterkante der Betonbalken mit einer 8 cm starken Eisenbetonplatte verbunden wurde, während die Balken an ihrer Oberkante so ausgebildet wurden, daß man auf derselben eine abhebbare Eisenbetonplatte von je 1 m Länge versetzen konnte. Die Armierung und andere Einzelheiten zeigen die Abb. 59 bis 61. Zum Schluß sei erwähnt, daß sämtliche Eisenbetonarbeiten bei der Wiener Stadtbahn von der Wiener Betonbauunternehmung G. A. Wayss u. Co. unter der Leitung ihres Direktors Ingenieur Josef Anton Spitzer und der Oberaufsicht des Vorstandes der Abteilung für Unterbau und Brückenbau Herrn Baurates Josef Zuffer ausgeführt wurden.

Abb. 59. Längenschnitt durch einen Kabelkanal.

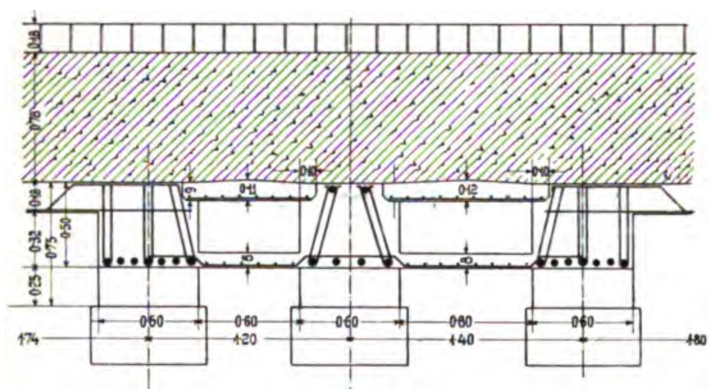


Abb. 60. Querschnitt in der Mitte eines Kabelkanales.

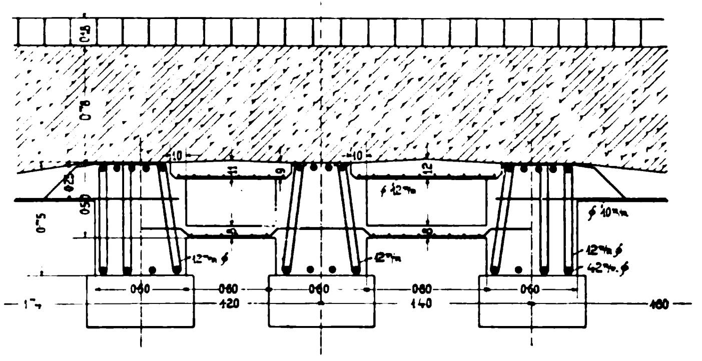


Abb. 61. Auflagerquerschnitt eines Kabelkanales.

Berliner Untergrundbahn.[1])

Bei der Berliner Untergrundbahn kam der eigentliche Eisenbetonbau wohl nicht zur Anwendung. Die Abb. 62 zeigt den regelmäßigen Quer- und Längsschnitt der westlichen Untergrundstrecke. Die zweigleisige Strecke ist zur Verringerung der Konstruktionshöhe der Decke durch eine Reihe eiserner Ständer geteilt, welche mittels eines eisernen Unterzuges die Deckenträger stützen. Die Unterzüge sind immer nur über

[1]) Siehe Büsing u. Schumann, Der Portlandzement.

2 Ständern gelagert, um kontinuierliche Träger zu vermeiden. Die Decke besteht aus Stampfbetongewölben von 1,50 m Spannweite zwischen eisernen Trägern von I-Profil Nr. 34. Die Decke ist imstande, an jeder Stelle eine Belastung von 20 t schweren Lastwagen bezw. eine 23 t schwere Dampfwalze zu tragen. Die Untergrundbahn liegt zu etwa $^2/_3$ ihrer Höhe im Grundwasser. Die Sohle und die Seitenwände sind daher in sorgfältiger Weise durch eine dreifache Lage von Asphaltpappe mit Goudronanstrich gedichtet, die bis 20 cm über den größten Grundwasserstand reicht. Die Abb. 63 zeigt ein Bild während der Ausführung. Die Decke ist ebenfalls mit einer doppelten Schicht von Asphalt-

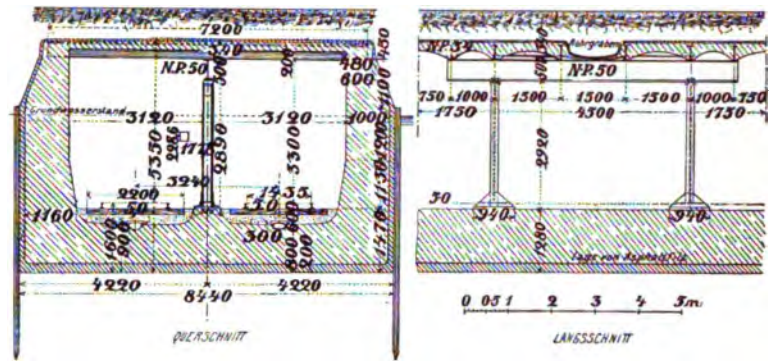


Abb. 62. Quer- und Längenschnitt der westlichen Strecke der Berliner Untergrundbahn.

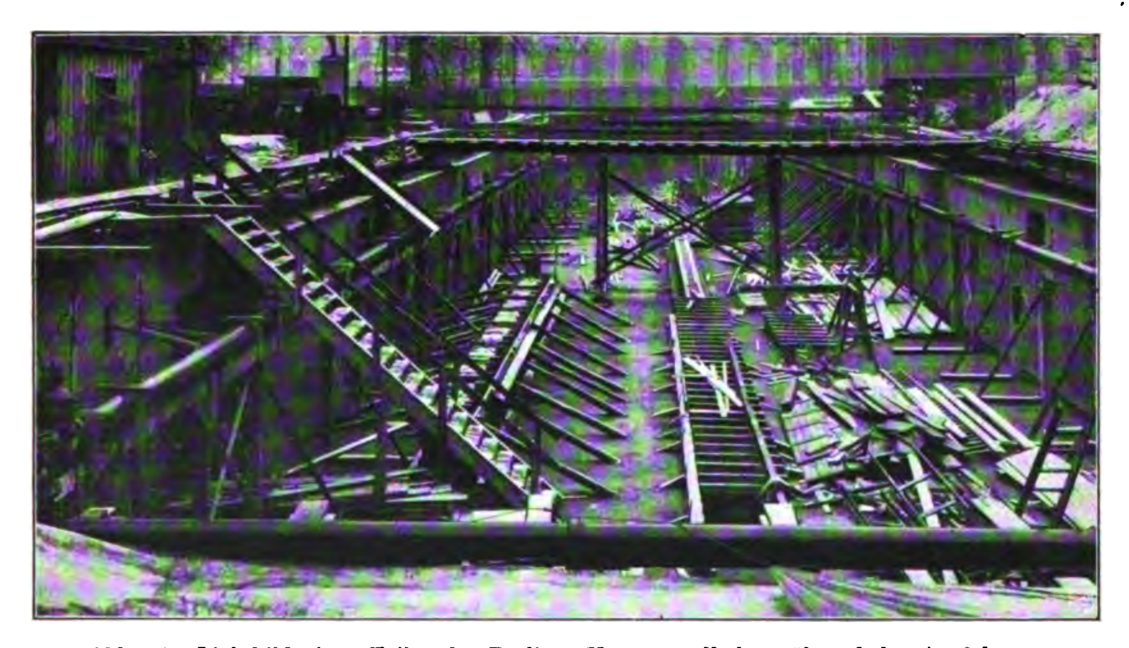


Abb. 63. Lichtbild eines Teiles der Berliner Untergrundbahn während der Ausführung.

pappe wasserdicht abgedeckt. Zum Schutze der Dichtungen ist die Fundamentsohle zunächst mit einer 20 cm starken Sandbetonlage, 1 : 6, abgeglichen, an den Seitenwänden mit einer gleichen, aber nur 10 cm starken Schicht. Über der Abdeckung folgt wieder eine 10 cm starke Sandbetonschicht 1 : 3, dann Kiesbeton für die Sohle, Wände, Decken aus 1 Teil Portlandzement, 0,5 Teilen hydraulischem Kalk zu 7 Teilen Kies. Die Baugrube ist offen zwischen Spundwänden ausgeschachtet; Sohle und Wände sind mittels Senkung des Grundwasserspiegels hergestellt worden. An einzelnen Stellen, wie z. B. am Bahnhof Potsdamer Platz,

wo es zwischen dem Gebäude an Raum fehlte, sind in die entsprechend dünner hergestellten Umfassungswände Eisenrahmen eingelegt, wie dies auch die Abb. 64 zeigt, die den Querschnitt in Stat. 30 + 10 durch die Niederwallstraße darstellt, und die Abb. 65, welche einen Querschnitt durch die Haltestelle Spittelmarkt wiedergibt. Eine vollständig abweichende Ausführung zeigt das 22 m lange eingleisige Stück unter

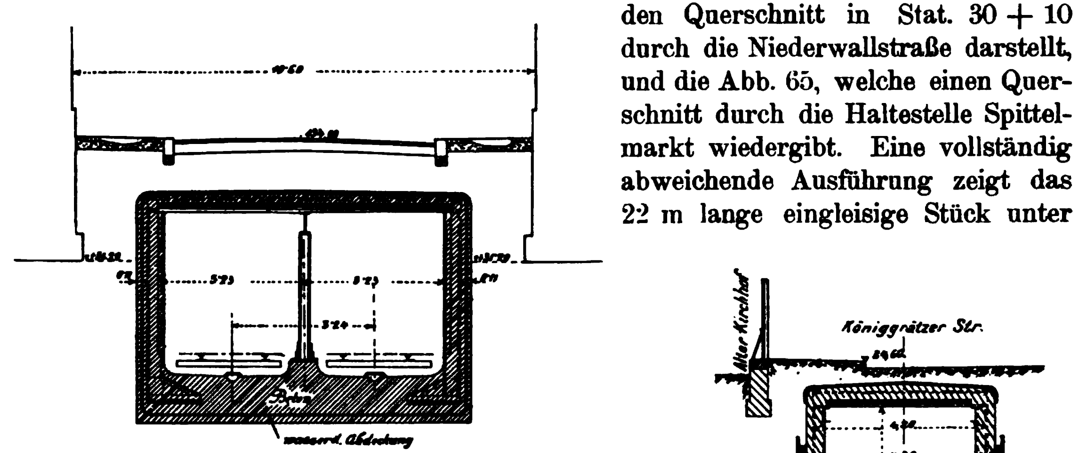


Abb. 64. Querschnitt der Berliner Untergrundbahn unter der Niederwallstraße.

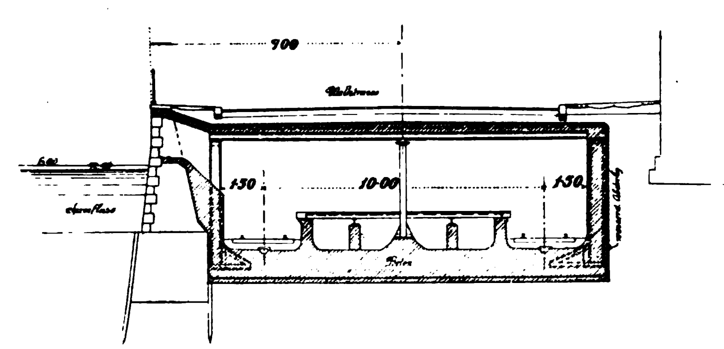


Abb. 65. Querschnitt durch die Haltestelle Spittelmarkt der Berliner Untergrundbahn.

Abb. 66. Querschnitt der Berliner Untergrundbahn unter dem Potsdamer Platz.

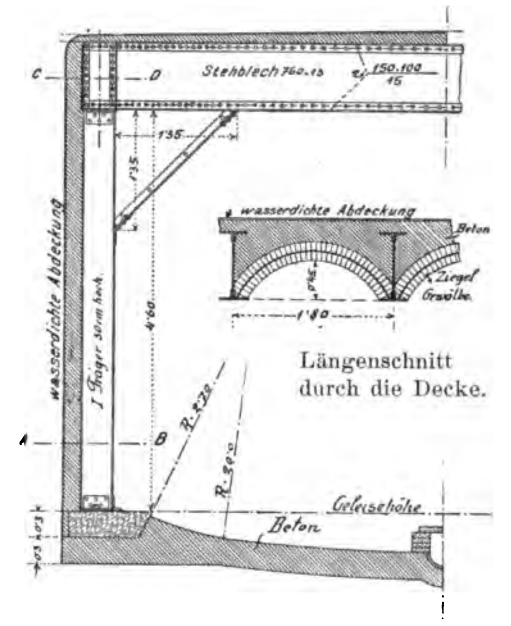
dem Potsdamer Platz, weil hier später eine zweite, tiefer liegende Untergrundbahn vorbeigeführt werden soll (Abb. 66). Um dieses Stück auf alle Fälle gegen Setzungen und Formänderungen zu sichern, ist es mit Luftdruckgründung 12 m unter der Straße und 8 m unter Grundwasser ausgeführt worden. Der Senkkasten (Caisson) ist in Holz hergestellt, der bei der Versenkung hergestellte Überbau in Beton mit einem vollständigen Rahmenwerk aus Eisen. In ganz ähnlicher Weise ist die Untergrundbahn in Budapest ausgeführt.

Die Untergrundbahn in Boston.

Diese von der Boston Transit Commission ausgeführte Bahn gliedert sich in vier von einander getrennte Bauwerke: 1. die Charlestownbrücke, 2. die eigentliche Bostoner Untergrundbahn, 3. den East-Boston-Tunnel und 4. den Washington-Street-Tunnel.

Die eigentliche Bostoner Untergrundbahn wurde in 10 Sektionen ausgeführt. Es wurde im Jahre 1894 mit den Vorarbeiten hierfür begonnen und wurden für dieselbe mehrere Typen ausgearbeitet. Es sei nebenbei bemerkt, daß diese Typen dem damals in New-York lebenden Dr. von Emperger zur Begutachtung vorlagen und derselbe die Ausnutzung der Zwischenbogen als Druckgurt in Vorschlag gebracht

hat, um den Eisenobergurt der Träger zu ersparen ähnlich den sog. Bulbeisenträgern.[1]) Beim ersten Typ waren sowohl die Seitenmauern, als auch das Gewölbe in gewöhnlichem Mauerwerk vorgesehen Der zweite Typ hat ebenfalls Seitenwände aus gewöhnlichem Mauerwerk, während die Decke aus eisernen Profilträgern besteht, die senkrecht auf die Bahnachse gestellt sind, und zwischen welchen kurze Betongewölbe sich spannten. Endlich der dritte Typ hatte dieselbe Decke wie im zweiten Typ, während die Seitenmauern ebenfalls aus stehenden Stampfbetongewölben zwischen Ständern aus Profileisen ausgebildet waren. Von allen diesen Typen hat sich der dritte als der wirtschaftlich günstigste gezeigt, da er die geringsten Mauerstärken zeigt, und daher wurde auch dieser Typ für die Sektion 1 zur Ausführung beantragt. Die Kosten eines zweigleisigen Profils, nach diesem Typ ausgeführt, betrugen rund 1620 Mark für 1 lfd. m, während ein viergleisiges Profil auf rund 2400 Mark für 1 lfd. m zu stehen kam. Dieser für die Bausektionen 1, 2, 3 und $3^1/_2$ zur Ausführung gelangte Typ ist in der Abb. 67 zu sehen. Die eisernen Ständer in den Seitenwänden sind I-Profile von 375 mm Höhe und sind 1,80 m voneinander entfernt. Die Betonwand ist ungefähr 60 cm bei den Ständern und 15 cm in der Mitte zwischen den Ständern stark. Die Decke ist wieder verschieden ausgebildet. Entweder wurden genietete Deckträger in Entfernung von 1,80 m angeordnet oder einfache I-Profile von 500 mm Höhe bei einer Achsenentfernung von 90 cm. Die genieteten Blechträger besaßen ein Stehblech von 750 × 12,5 mm, 2 obere und 2 untere Winkeleisen von 150 × 100 × 15 mm. Dort, wo einfache Profilträger angewendet wurden, lagerten diese auf einem gemeinsamen Unterzuge aus I-Profil von 375 mm Höhe auf, der kontinuierlich über die Eisenständer ging. In beiden Fällen wurde jeder Ständer mit dem über ihm lagernden Deckträger durch eine Strebe versteift, welche aus einem Doppelwinkel von 87,5 × 75 × 15 mm bestand. — Die Bausektion 4 besteht eigentlich aus zwei eingleisigen Querprofilen, welche unterhalb der Boylston-Street auseinandergehen und sich mit der Boylston-Street-Station vereinigen. Die Sohle der westlichen Linie ist ungefähr 12 m unter der Erdoberfläche, die der östlichen ungefähr 6,9 m. Das Profil stellt einen gewölbten Typ vor von 6,90 m lichter Breite. Die beiden Seitenmauern sind aus Stampfbeton von einer durchschnittlichen Stärke von 90 cm, während die Decke aus einem 60 cm starken Ziegelgewölbe gebildet ist. Die Abb. 68 zeigt einen Querschnitt dieser Bausektion ungefähr 5 m südlich der Hollis-Street. Es ist zu sehen, daß in den Betonmauern eiserne Ständer aus Profileisen ein-



0·25
Längenschnitt durch die Seitenwand.

Abb. 67. Querschnitt des Typs für die Bausektionen 1, 2, 3, $3^1/_2$ der Bostoner Untergrundbahn.

[1]) Siehe Christophe, Paris 1902. Seite 43. Abb. 59.

betoniert sind, welche an ihrem oberen Ende gegenseitig mittels einer Schließe verbunden sind. In Entfernungen von je 6 m wurden auf jeder Seite Rettungsnischen angeordnet. — Die Bausektion 6 beginnt bei der Park-Street mit zwei eingleisigen Bahnen und ähnlichen Querschnitten wie in der Bausektion 4. Mit Ausnahme der nördlichsten 8 m und der südlichsten 70 m wurde diese Sektion auf eine Länge von 280 m bergmännisch betrieben, und zwar mittels der Schildmethode im allgemeinen ganz ähnlich der Sektion B des East-Boston-Tunnels, wie sie auf Seite 595 beschrieben wurde. Die beiden Seitenmauern sind hier ebenfalls aus Stampfbeton, der Bogen jedoch aus Ziegelmauerwerk, in welchen 10 Stück gußeiserne Stangen eingebettet wurden, gegen welche sich die Druckkolben der Pressen des Deckenschildes stemmten. — Die anderen Bausektionen 7 bis einschl. 10 wurden mehr oder weniger alle nach ein und demselben Verfahren und Profile ausgebildet und mögen daher nur einige Einzelheiten der Bausektion 10, als der schwierigsten, erwähnt werden. Dieselbe besitzt ein viergleisiges Profil und eine gesamte lichte Breite von ungefähr 13,1 m. Der Querschnitt ist insbesondere dadurch gekennzeichnet, daß die Seitenmauern aus halben Gewölben bestehen, welche mit gekrümmten I-Profilen armiert sind. Da diese Seitenmauern in unmittelbarer Nähe der bestehenden Gebäude in der Washington-Street angeordnet waren, mußte für ihre Herstellung besondere Sorgfalt verwendet werden. Die Arbeiten gingen folgendermaßen vor sich: Es wurden zuerst in der Richtung der beiden Seitenmauern Schlitze in Längen von 5,4 m und Breiten von 2,4 m in geraden und 3 m in gekrümmten Strecken ausgehoben, ordentlich ausgezimmert und ihre Oberfläche auf der Straße gut mit Holz eingedeckt, um den Verkehr aufrecht zu erhalten. Sodann wurde die Sohle auf 10 cm Höhe betoniert und ebenfalls an der Rückseite gegen die Baulinie zu eine Betonwand von 24 cm Stärke bis oberhalb der Gebäudefundamente errichtet. Auf diese Oberfläche des Sohlenbetons und der Innenseite der Betonwand wurde ein feiner Zementputz und eine Asphaltschicht aufgetragen, in welche Asphaltschicht Hohlziegel verlegt wurden. Sodann wurden die gekrümmten Profilträger in den Seitenmauern versetzt und einbetoniert bis ungefähr 50 cm unterhalb ihres oberen Endes. Mittlerweile wurde ein kontinuierlicher Mittelgraben von 2,1 m Breite ausgehoben und die Betonfundamente für die Mittelsäulen hergestellt. Die Straßenoberfläche wurde während

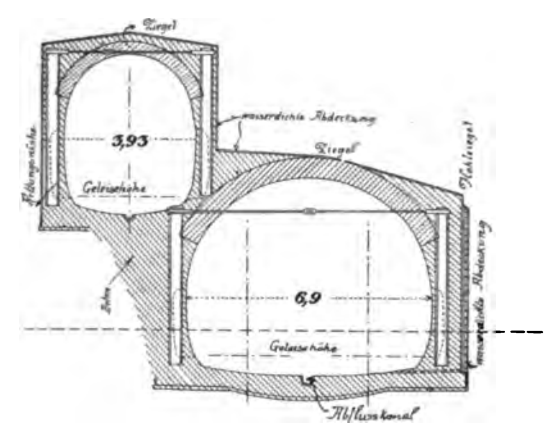


Abb. 68. Querschnitt des Typs in der Bausektion 4 der Bostoner Untergrundbahn.

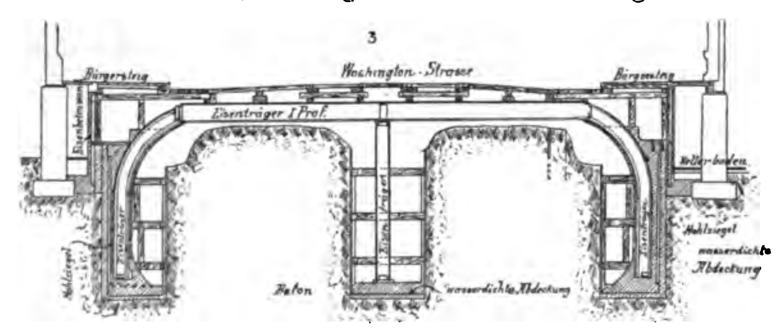


Abb. 69. Querschnitt durch die Bausektion 10 der Bostoner Untergrundbahn während der Ausführung.

dieses Vorganges mit einer Holzfahrbahn versehen (Abb. 69) und die senkrecht auf der Bahnachse liegenden Deckenträger versetzt. Sodann wurden an dem Unterflansch dieser Träger Ziegelgewölbe ausgeführt und oberhalb mit Beton ausgestampft, so daß der Beton am Auflager 7,5 cm, in der Mitte überall 15 cm über die Oberflanschen der Deckenträger reicht. Auf diese Oberfläche kam 12 mm starker Zementverputz und 18 mm starke Asphaltschicht, worauf dann die Straßenfahrbahn wiederhergestellt wurde. Sodann wurde der innere Erdkern ausgehoben und die Sohle hergestellt.

Der East-Boston-Tunnel. Dieser Tunnel verbindet East-Boston mittels einer Röhre, die unter dem Hafen geht, mit der eigentlichen Stadt Boston und wurde in 6 Bausektionen ausgeführt. Die Sektion A geht vom Maverick-Square in East-Boston bis etwa zwischen die Marginal- und Weebster-Street. Der Querschnitt ist für zweigleisigen elektrischen Verkehr ausgebildet. 42 m wurden als offener Einschnitt, während 204 m als überwölbter Einschnitt ausgeführt wurden. Sowohl die Seitenmauern, als auch das Gewölbe sind aus Stampfbeton. In den Viertelpunkten wurden Ankerplatten einbetoniert, um eventuell Schließen später einziehen zu können. In den flach gewölbten Strekken, namentlich unter der Summer-Street, wurde das Gewölbe mittels Eiseneinlagen auf seiner inneren Leibung armiert, welche in Entfernungen von 10 bis 30 cm angeordnet wurden und in der Abb. 70 zu sehen sind. Die Bausektion B stellt einen Tunnel unter Wasser vor. Die Fahrbahn fällt mit 5 vH. herunter, geht unter dem Hafen mit einer sehr schwachen Neigung hindurch, um mit einer Steigung von 2,5 vH. die Haltestelle Atlantic Avenue in der Stadt Boston zu erreichen. Der Querschnitt und die Ausführungsarbeiten dieser Sektion wurden bereits auf Seite 595—597 ausführlich beschrieben. Bemerkenswert wäre innerhalb dieser Sektion die Ausbildung der Haltestelle Atlantic Avenue. Diese besitzt 2 Bahnsteige von 48 m Länge und 30 m Breite, welche sich 16,2 m unterhalb der Straßenoberfläche befinden. Seitenmauern, Decke und Sohlgewölbe sind aus Stampfbeton und wurden auf Seite 584—585 des näheren beschrieben. Im Osten jedes Perrons ist ein eigener schachtartiger Raum von 9,6 m Länge und 5,4 m Breite für Elevatoren usw.

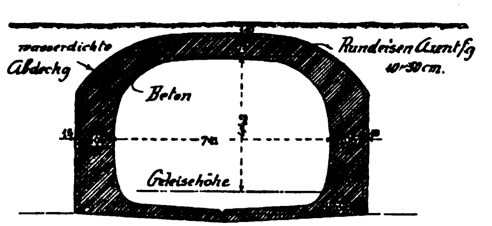


Abb. 70. Querschnitt des flach überwölbten Einschnittes unter der Summer-Street.


Abb. 71. Lichtbild des East-Boston-Tunnels, Sektion C.

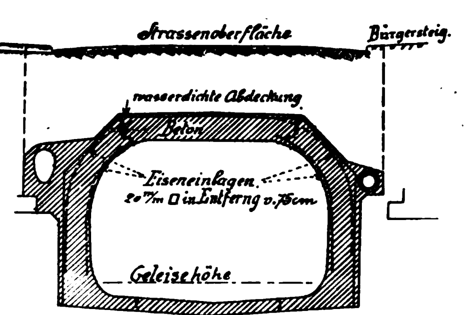


Abb. 72. Querschnitt der Sektion D des East-Boston-Tunnels.

reserviert. Die Mauern dieses Schachtes sind 60 bis 90 cm stark und in Eisenbeton ausgeführt. Die Bausektion C wurde ebenfalls bergmännisch betrieben. Die Tunnelröhre hat 7,1 m innere Breite und 6,2 m Höhe. Das Sohlgewölbe ist 60 cm stark, der Bogen und die Seitenmauern ungefähr 90 cm. Innerhalb dieser Sektion befindet sich auch eine Lüftungsanlage, von der an anderer Stelle berichtet wird. Die Abb. 71 gibt ein Lichtbild des Tunnelinneren mit dem Ausblick gegen Osten, wo auch die obere Luftschleuse zu sehen ist.

Was die Sektion D anbelangt, so wurden daselbst wegen der Nähe der Straßenoberfläche flache Gewölbe ausgeführt. Diese Bausektion wurde nicht mehr bergmännisch betrieben, sondern mittels der Schlitzmethode hergestellt, stellt daher einen überwölbten Einschnitt vor. Die innere lichte Breite beträgt 7,1 m, während die Höhe nur 5,95 m beträgt, ja westlich von Butler-Row nur 4,85 m. Die Stärke der flachen Gewölbe beträgt 70 cm. Das Querprofil ist dadurch gekennzeichnet, daß die beiden Seitenmauern armiert sind. Es laufen längs der Innenseite gedrehte Quadrateisen zu je 2 Stück von 20 mm Stärke in Entfernungen von 75 cm, während auf der Außenseite der Mauern je Gruppen von 3 Stück in Entfernungen von 52 cm angeordnet erscheinen. Der Querschnitt mit dem flachen Bogen ist in Abb. 72 zu sehen, während die Abb. 73 ein hübsches Bild während der Ausführung der Seitenmauern wiedergibt. — Die Bausektion E schließt an die Haltestelle Old State House an und wurde ähnlich wie Sektion D ausgebildet. Nur innerhalb vorerwähnter Station wurde ein anderer Querschnitt verwendet. Die Station enthält Bahnsteige von 68 m Länge. Die Seitenwände sind aus Stampfbeton mit gedrehten Quadrateiseneinlagen armiert, welche senkrecht in der Nähe der Wandinnenseite laufen. Auf der Rückseite der Mauer wurden sämtliche Rohrleitungen in einem eigenen Gehäuse untergebracht. Die Decke der Station besteht aus Betongewölben, welche auf Eisenträgern aufruhen, welch letztere senkrecht auf die Bahnachse in Entfernungen von 3,60 m versetzt sind. Diese Träger sind durch zwei schmiedeeiserne Ständer unterstützt. Diese Betongewölbe wurden außerdem durch Schließen verstärkt. — Was die letzte Bausektion F anbelangt, so wäre von Interesse zu bemerken die Haltestelle gegenüber der Mitte des Old Court House. Dieselbe besitzt zwei gegenüberliegende Bahnsteige. Der nördliche ist ungefähr 36 m lang und mündet mittels einer 2,7 m breiten Stiege auf die Straße zum Scollay-Square aus, während der südliche Bahnsteig 39 m lang ist und mit einer 3 m breiten Stiege auf der Seite des Old Court House ausmündet. Wie aus der Abb. 74 zu ersehen ist, werden sowohl die Bahnsteige sowie die Bahngleise durch zwei Gewölbe aus Eisenbeton überdeckt. Die Gewölbe stoßen in einem gemeinsamen, 90 cm breiten und 120 cm hohen Widerlager zusammen, welches sich auf eiserne Säulen stützt, die in Entfernungen von rund 2,40 m angeordnet sind. Dieses als Eisenbetonbalken ausgeführte Widerlager ist auf seiner Unterseite mit 9 Stück 22 mm starken Ransomestäben armiert. Bei der Ausführung der Betonierungsarbeit wurden die Gewölbe von den Widerlagern aus in zu der



Abb. 73.
Lichtbild der Eiseneinlagen bei der Sektion D des East-Boston-Tunnels.

Druckrichtung senkrechten Lagen bis etwa in die Viertelpunkte eingestampft. Die Verbindung mit den beiden mittleren Bogenstücken geschah durch rund 1 m lange Eiseneinlagen, welche bei den Viertelpunkten, den Betonstoßstellen zu sehen sind. Außerdem liegen in den Betongewölben 22 mm starke gerade Eiseneinlagen, welche in der Nähe der inneren Leibung wagerecht in Entfernungen von 30 cm eingebettet sind. Zur Aufnahme des Horizontalschubes sind Zugschließen in Entfernungen von 70 cm angeordnet, von denen jedesmal die fünfte in eine Verstärkungsrippe aus Beton eingelagert ist. Die über den Gleisen liegenden Zugschließen sind wagerecht, während die oberhalb des Bahnsteiges etwas geneigt sind. Sie bestehen aus 4,9 m langen und 5 cm starken Quadrateisen, welche an den Enden umgebogen, ein in den Widerlagern liegendes Ankereisen umfassen.

Abb. 74. Quer- und Längsschnitt der Haltestelle Old-Court-House des East-Boston-Tunnels.

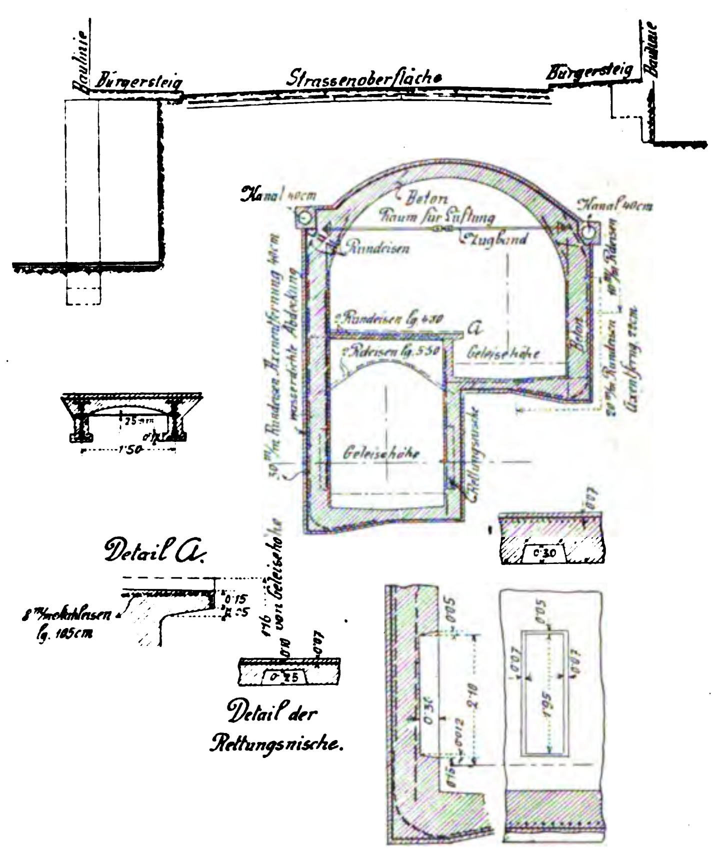


Abb. 75. Querschnitt und Einzelheiten der Bausektion 5 des Washington-Street-Tunnels.

Der zuletzt ausgeführte Teil der Bostoner Untergrundbahnen ist der **Washington-Street-Tunnel.** Er wurde im Jahre 1904 begonnen, und insbesondere hier fand der eigentliche Eisenbetonbau ein reichliches Feld seiner Anwendung. Diese

Strecke besteht aus einem nördlichen und südlichen Aste; sie wurde als gedeckter bezw. überwölbter Einschnitt ausgeführt. Die Bauarbeiten wurden in sechs Sektionen eingeteilt. Bei den Sektionen 1 bis 3 bestehen die Seitenmauern und die Sohle aus Eisenbeton, während die Decke aus eisernen Trägern gebildet ist, welche auf den Seitenmauern und einer Reihe von Mittelständern aufruhen und vollständig mit Beton umhüllt sind. In den anderen Bausektionen gelangten Querschnitte zur Ausführung, welche Betonbogen besaßen, deren Seitenwände aus reinem Eisenbeton hergestellt wurden, und welche durch Eisenschließen von 56 mm Durchmesser in Entfernungen von 75 cm verhängt waren. Von den vielen höchst interessanten Ausbildungen sei in der Abb. 75 der Querschnitt wiedergegeben, der sich südlich der Milk-Street befindet, wo ein Gleisstrang unter dem Bahnsteig geführt wird.

Die Untergrundbahn in New-York.

Diese von der Rapid Transit Railroad Commission of the City of New-York erbaute Bahn umfaßt eine Reihe von Linien, drei Unterwassertunnels und einige andere Tunnels, von denen einige im Kapitel „Tunnelbau" des näheren beschrieben sind. Von den Teilstrecken, welche in reinem Eisenbetonbau zur Ausführung gelangten, war die erste in der Lenox-Avenue zwischen der 138. und 142. Straße zur Verbindung der Rampentunnel zum Harlem-River-Tunnel, wo die Untergrundbahn 2 Gleise führt. Hier wurde aus dem Grunde die Eisenbetonbauweise eingeführt, weil die Sohle an dieser Stelle ungefähr 4,2 m unter Niedrigwasser liegt und es für nötig erachtet wurde, die Betonsohle mit Eiseneinlagen zu versehen, um dem Wasserdruck von unten mit genügender Sicherheit Widerstand leisten zu können. Da diese als Probe eingeführte Teilstrecke in Beziehung auf ihre rasche Arbeitsausführung und geringeren Kosten so gute Erfolge erzielte, so entschloß man sich, diese Bauweise auch für die Teilstrecke zwischen der 142. und 148. Straße sowohl, als auch für jene bei der Third Avenue auf der Bronxseite und für die Teile des Kontraktes 2 in Brooklyn zur Anwendung kommen zu lassen. Als charakteristische Querprofile mögen hier nur jene auf der Teilstrecke in Brooklyn zwischen der Flatbush und Atlantic-Avenue bis zur Fulton- und Joralemon-Street besprochen werden. Was die Ausführung anbelangt,[1]) so wurde in diesen verkehrsreichen Straßen zuerst das Pflaster in Entfernungen von 6 m entfernt, und zwar in der Weise, daß das Pflaster zwischen den Straßenbahnschienen zuerst abgehoben, eine Aushöhlung gemacht, und eine mit Holzpfosten bedeckte Fahrbahn hergestellt wurde; jede Schiene wurde durch je ein Paar I-Träger von 20 cm Höhe unterfangen (Abb. 76). Sodann wurde der andere Teil der Straßenoberfläche bis zur Unterkante dieser I-Träger

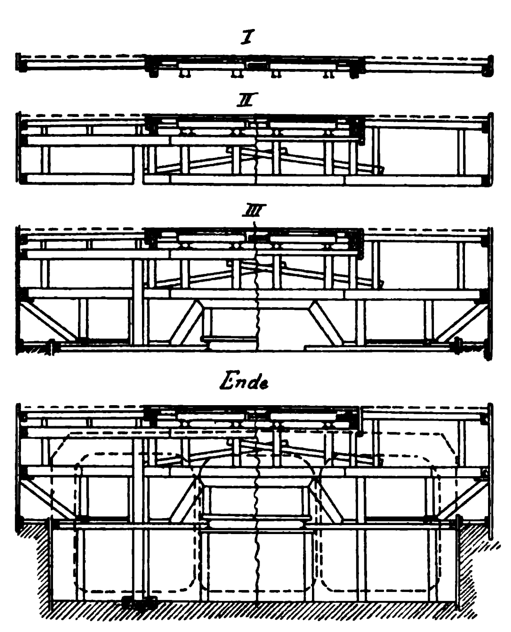


Abb. 76. Einrüstungsstadien beim Bau der Untergrundbahn in New-York.

[1]) Railroad Gazette 1906, 16. März. S. 274.

abgehoben und durch eine Holzfahrbahn ersetzt. Nun wurde der Aushub auf die ganze Straßenbreite in Abschnittstiefen von 1,8 m in Angriff genommen, wie dies in verschiedenen Stadien die Abb. 76 zeigt. Was die Ausführung der Betonierung anbelangt, so wurde stets in Längen von 1,5 m gearbeitet, und zwar im Mischungs-

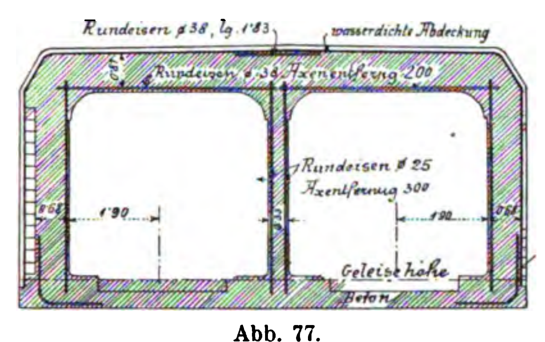


Abb. 77.
Querschnitt der Untergrundbahn in New-York mit Mittelwand zwischen der 142. und 148. Straße.

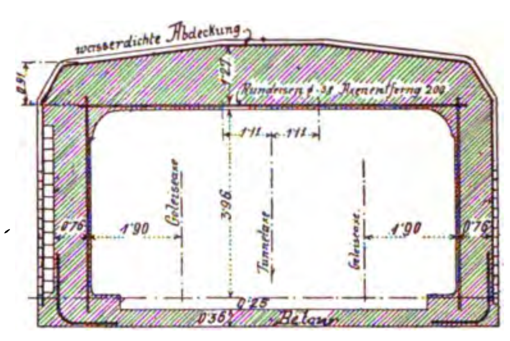


Abb. 78. Querschnitt der Untergrundbahn in New-York ohne Mittelwand zwischen der 142. und 148. Straße.

verhältnis 1 : 3 : 4. Die Armierung der Mittelwände besteht aus Eiseneinlagen von 25 mm Stärke, welche in Entfernungen von 30 cm eingebettet sind, in 7,5 cm Abständen von der Wandaußensicht. Die Seitenwände sind mit 38 mm starken Eiseneinlagen auf der Innenseite in Entfernungen von 30 cm armiert. Wie aus der Abb. 77 zu ersehen ist, sind auch die Außenseiten der Seitenwände an ihrem unteren Ende durch rechtwinklig gebogene Eiseneinlagen von derselben Stärke armiert. Die Decke der Profile mit Zwischenwänden ist rund 81 cm stark und auf ihrer Unterfläche mit 38 cm starken Eiseneinlagen in Entfernungen von 20 cm armiert. Um die Zugspannungen infolge der negativen Momente oberhalb der Zwischenstützen aufnehmen zu können, wurden an dieser Stelle in der Nähe der Oberfläche der Decke rund 180 cm lange Eiseneinlagen von 38 mm eingebettet. Auf eine Länge von 45 m wurde die Mittelwand ausgelassen und die Decke dafür rund 127 cm stark ausgeführt. Alle anderen Einzelheiten gibt die Abb. 78. Die Teilstrecke in der Lenox-Avenue, ist während der Ausführung in der Abb. 79 im Lichtbilde zu sehen. Ein anderer Eisenbetonquerschnitt gelangte zur Ausführung zwischen der 139. und 141. Straße. Wie aus der Abb. 80 zu ersehen ist, bildet er eine Art Übergang zu den sonst üblich ausgeführten Querprofilen mit I-Trägern, welche ausführlicher bei der



Abb. 79. Lichtbild während der Ausführung der Teilstrecke in der Lenox-Avenue der Untergrundbahn in New-York.

Bostoner Untergrundbahn besprochen wurden. Er enthält Mittelsäulen, welche aus 4 Winkeleisen von 100 × 75 × 10 mm und 2 Kopflamellen von 630 mm Breite bestehen. Die übrigen Armierungen sind aus den Abb. 80 zu ersehen. Die meisten

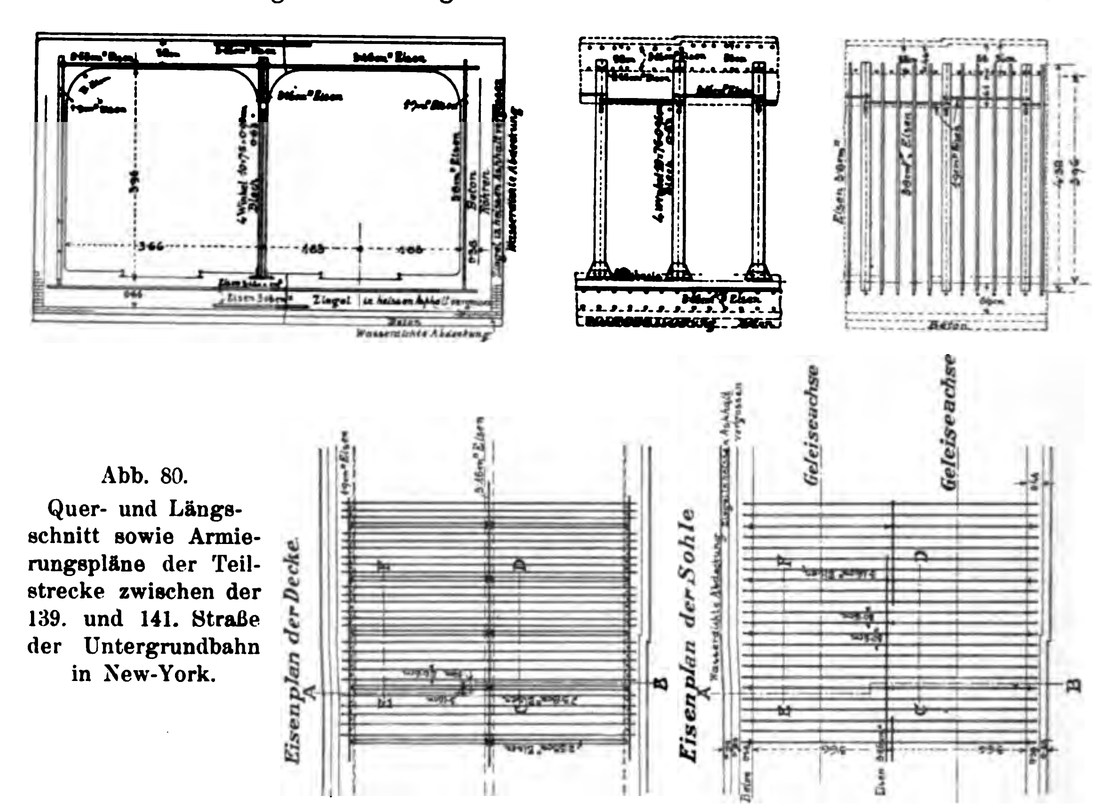


Abb. 80.
Quer- und Längsschnitt sowie Armierungspläne der Teilstrecke zwischen der 139. und 141. Straße der Untergrundbahn in New-York.

anderen Untergrundstrecken wurden mit einbetonierten Profileisenträgern ausgeführt, ähnlich wie dies ausführlicher auf Seite 619 bei der Bostoner Untergrundbahn beschrieben wurde. Ähnlich den Querschnitten in der Abb. 77 sind die Rangierstrecken zum Belmont Tunnel in New-York in Ausführung begriffen.

Die Untergrundbahn in Philadelphia.[1])

Diese Bahn wurde nach einem ähnlichen Verfahren ausgeführt, wie dies in Boston der Fall war. Die Seitenwände sind alle aus Beton im Mischungsverhältnis 1 : 3 : 6, welche auf der Innenseite mit senkrechten und wagerechten Thachereiseneinlagen armiert sind. Die wagerechten Eisen sind 16 mm stark und in Entfernungen von 45 cm eingebettet; die senkrechten Eisen sind 28 mm stark und 375 mm voneinander entfernt. Für die späteren Profile wurde jedoch ein einheitliches Thachereisen von 25 mm Stärke angewendet, welches auf der Nordwand, wo keine Kabelleitungen versetzt waren, 375 mm voneinander eingebettet wurde, während die Eisenentfernung auf der Südwand 300 mm betrug. Die Wände sind von oben bis unten in der gleichen Stärke von 105 cm ausgeführt (Abb. 81 und 82). Die eisernen Zwischensäulen sind in Entfernungen von 153 cm angeordnet und aus 100 × 75 × 9 mm starken Winkeleisen und 150 × 6 mm starken Stehblechen gebildet. Jedoch wurden stellenweise auch Eisenbetonsäulen in Anwendung gebracht. Zu erwähnen wäre noch, daß die schmiede-

[1]) Railroad Gazette 1905, 18. August, S. 152.

eisernen Säulen, wie dies die Abb. 81 und 82 zeigen, je paarweise in ein Eisenbetonfundament eingebettet sind. Was die Decke anbelangt, so wurde sie ähnlich ausgeführt wie bei der Untergrundbahn in New-York. Die Deckenträger sind I-Profileisen von 50 cm Höhe, welche auf schmiedeeisernen Lagerplatten von 300 × 300 × 19 mm Stärke aufruhen. Zwischen den 153 cm voneinander gelegenen Trägern ist ein Stampfbetongewölbe gespannt, dessen kleinste Stärke unterhalb der wasserdichten Abdeckung 375 mm beträgt. Oberhalb der Deckenträger sind die Gewölbe durch ein Netz von 50 cm Breite mit 19 mm starken Eiseneinlagen armiert. Zwischen den einzelnen Trägern sind außerdem 2 cm starke Eisenschließen eingezogen.

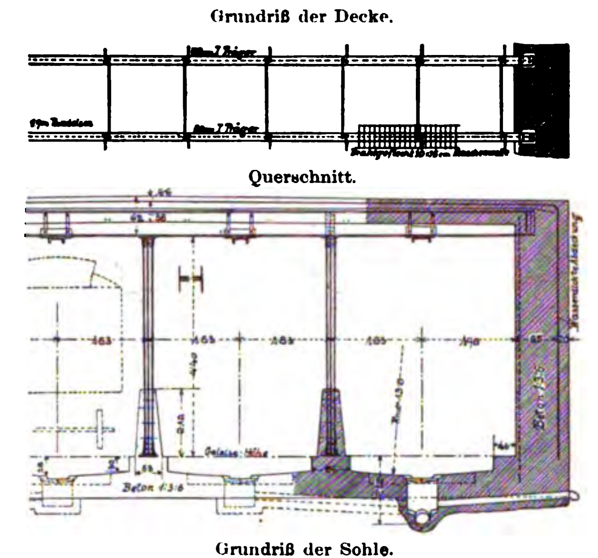


Abb. 81. Querschnitt und Grundrisse der Untergrundbahn in Philadelphia.

Von allgemeinem Interesse dürfte es sein, das Untergrundbahnprojekt des Herrn Farrar in Chicago zu erwähnen.[1]) Die Abb. 83 stellt einen Querschnitt durch die Untergrundbahn vor. Es ist daraus zu entnehmen, daß dieselbe mittels einer Eisenbetonmauer von der Straße vollständig getrennt ist. Die Eisenbetondecke der Untergrundbahn dient zugleich als Bürgersteig, wie dies ähnlich bei der Wiener Stadtbahn (Donau-

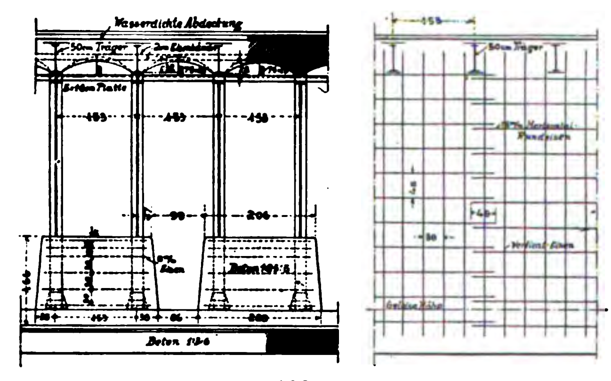


Abb. 82.
Längenschnitt und Armierungsplan der Seitenmauern der Untergrundbahn in Philadelphia.

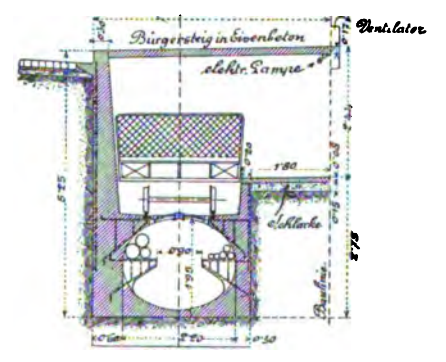


Abb. 83.
Querschnitt des Untergrundbahnentwurfes für die Stadt Chicago.

kanallinie) ausgeführt ist. Die Gleise ruhen auf Konsolen auf, welche in beiderseitigen Betonmauern eingespannt sind. Unterhalb des Gleises ist eine elliptische

[1]) The Cement Era 1907, März, Seite 116.

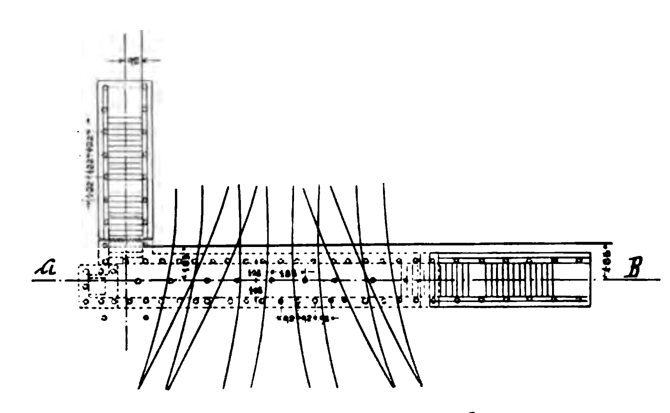
Öffnung von 1,95 m Höhe freigelassen, in welcher sämtliche Gas-, Wasser- und Kabelleitungen, ebenfalls auf Konsolen gelagert, untergebracht sind. Diese Öffnung ist durch abhebbare Deckel begehbar, welche aus Beton mit Streckmetalleinlagen ausgeführt sind.

III. Personentunnel.

Ein weiteres wichtiges Gebiet, wo röhrenförmige bezw. schlauchartige Eisenbetonbauformen zur Anwendung gelangen, sind die Personentunnel. Dieselben sind nicht bergmännisch ausgeführt, sondern stellen gedeckte oder gewölbte Einschnitte vor und bezwecken die Überleitung einer Verkehrsader unter einer anderen. Im Anschlusse an die im vorigen Kapitel g) kurz erwähnten Objekte mögen hier einige der wichtigsten besprochen werden.

Personentunnel unter den Gleisen der Boston Elevated Railway Company in der Travers-Street.

Die Grundrißausteilung dieses Personentunnels stellt ein *L* vor, dessen kurzer Arm eine Stiege bildet, die parallel zur Howerhill-Street läuft. Seine innere lichte Breite beträgt 1,83 m und seine lichte Höhe 2,34 m. Die Länge von der Plattform der einen zur Plattform der anderen Stiege beträgt rund 15 m. Diese Röhre ist ganz aus Stampfbeton. Die Sohle ist 50 cm stark und ruht auf Holzpfählen, wie dies aus der Abb. 84 entnommen werden kann. Die beiderseitigen Wände haben eine Stärke von 38 cm Die Decke dieses Tunnels ist eine Betonplatte, welche mit 15 cm hohen I-Trägern armiert ist, die in Entfernungen von



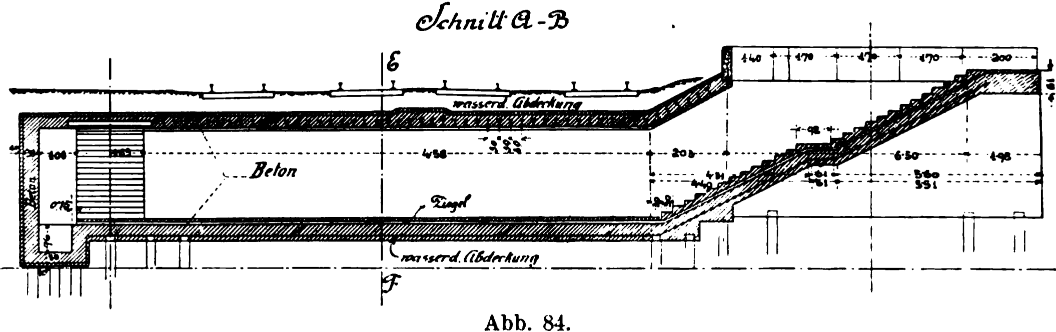


Abb. 84.
Grundriß und Längsschnitt des Personentunnels in der Travers Street in Boston.

30 cm eingebettet sind. Sämtliche Wände als auch Decke und Sohle haben eine wasserdichte Abdeckung erhalten. Die Sohle ist mit Kunststeinplatten bedeckt; über jeder Stiege befindet sich eine Glaseindeckung. Ferner ist am rückwärtigen Ende dieses Personentunnels ein Sumpf vorgesehen, welcher das Wasser in den nächsten Kanal leitet. Die Belichtung erfolgt mittels elektrischer Lampen. Die Gesamtkosten dieses Objekts betrugen 10 800 Dollar. Die anderen Einzelheiten sind aus den Abb. 84 und 85 zu

ersehen, in welcher Längs- und verschiedene Querschnitte wiedergegeben sind. In ganz ähnlicher Weise erfolgte die Ausführung des Personentunnels in der Scollay-Square-Station der Bostoner Untergrundbahn. Dieser Personentunnel verbindet den östlichen Bahnsteig mit dem mittleren, und ist dessen Decke ebenfalls mit I-Trägern von 15 cm Höhe in Entfernungen von 30 cm armiert.

Ein hübsches Beispiel eines anderen Personentunnels wäre jener zu Netherwood, der 4 bestehende und 2 projektierte Gleise der Central Railroad of New Jersey untersetzt. Die Länge desselben beträgt rund 30 m. Er besitzt eine lichte Breite von 1,8 m und eine größte lichte Höhe von 2,3 m. Die Seitenwände sind auf der Basis 90 cm, an der Krone 60 cm stark. Sie sind armiert mit 18 mm starken Eiseneinlagen. Die Decke ist mit Streckmetall und 30 cm hohen I-Trägern armiert,

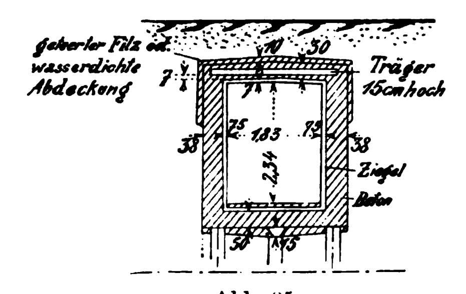


Abb. 85.
Querschnitt des Personentunnels in der Travers Street in Boston.

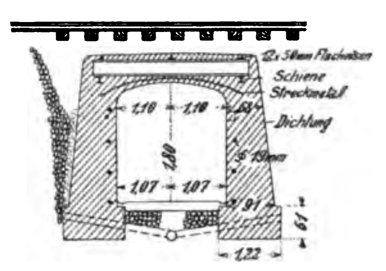


Abb. 86.
Querschnitt des Personentunnels zu Netherwood.

welche in Entfernungen von 55 cm versetzt sind, und welche am Auflager auf Schienen aufruhen. Diese Profilträger werden durch 3 Flacheisen von 100 × 12 mm Stärke in ihrer Lage festgehalten. Die Fundierung des Flures besteht aus einer 20 cm starken Betonlage, welche auf einer Steinschüttung liegt. Die inneren Flächen wurden alle mit einem 25 mm starken Mörtelüberzug 1 : 2 versehen. Die Betonmischung für die Fundamente und Seitenmauern war 1 : 2,5 : 5, während die Decke aus einem Beton im Mischungsverhältnis 1 : 2 : 4 hergestellt wurde. Sämtliche äußeren Flächen wurden wasserdicht abgedeckt. Ebenso wurde für eine gute Entwässerung in vorzüglicher Weise, durch Anordnung von Drainrohren und Sümpfen Vorsorge getroffen. Der Querschnitt dieses Personentunnels ist in der Abb. 86 zu sehen.

Ein sehr schönes Beispiel einer größeren Unterpflasterröhre wurde in Gallesburg von der Chicago-Burlington- und Guiney-Eisenbahn[1]) zur Herstellung zweier Verbindungen unterhalb ihres Frachtenbahnhofes ausgeführt. Die eine Verbindung ist 126 m lang zwischen den Portalen. Der in der Abb. 87 gegebene Querschnitt zeigt 2 Öffnungen von 3,96 m Breite und 3,81 m Höhe mit einer Reihe

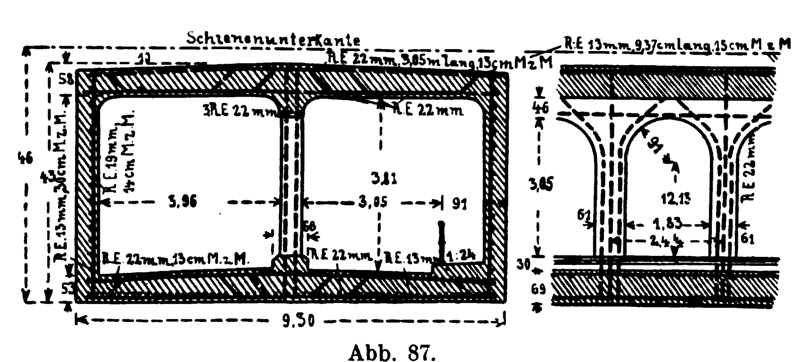


Abb. 87.
Eisenbahn-Unterpflasterröhre in Gallesburg.

[1]) Beton u. Eisen 1906, Seite 199.

von Mittelsäulen. In der einen befindet sich auch der Bürgersteig, während der Fahrweg durchaus mit Klinkern gepflastert wurde. Die Armierungen und andere Einzelheiten des vollständig in Eisenbeton gelösten Querschnitts sind aus der Abb. 87 zu ersehen.

Einen insbesondere wegen seiner Ausführung höchst interessanten Personentunnel stellt die Abb. 88 dar. Derselbe dient zur Verbindung der Zentralbureaus der Staats-Spoorwegen in Utrecht und besitzt eine Länge von 20 m, eine Breite

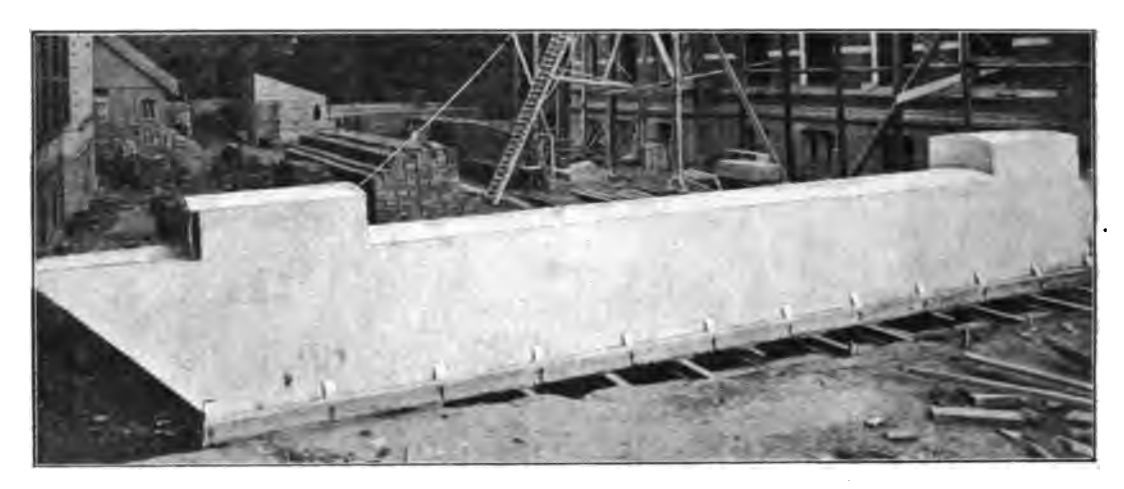


Abb. 88.
Verbindungstunnel der Zentralbureaus d. Staats-Spoorwegen, Utrecht.

von 1,4, eine Höhe von 2,25 m und nur eine Stärke von 6 cm. Diese Röhre wurde oberhalb vollständig hergestellt und nach ihrer Erhärtung in ihre richtige Lage versetzt, welche sich unterhalb des Grundwassers befindet. Hergestellt wurde sie von den Cement-Ijzer-Werken in Amsterdam. Zum Schlusse der Personentunnel will ich erwähnen, daß dieselben ihrer Ausführung nach sich mehr oder weniger den Eisenbahnbrücken und den Überdeckungen anschließen, wo auch in den betreffenden Kapiteln eine andere Reihe von Personentunneln, wie der in Watergraafsmeer bei Amsterdam ausgeführte, besprochen werden wird.

IV. Lüftungsanlagen.

Sowohl bei Stadt- und Untergrundbahnen, als auch bei langen Tunneln müssen Anlagen vorgesehen werden, welche eine Erneuerung der Luft in der Tunnelröhre bezwecken. Bei im Betriebe stehenden Tunneln ist man in dieser Beziehung bis in die neueste Zeit nicht streng vorgegangen und hat sich mehr auf die natürliche Lüftung verlassen, die ja in beschränktem Maße infolge der verschiedenen Temperaturunterschiede doch immer eintritt. Bei längeren Tunneln und hauptsächlich bei solchen, welche in starken Steigungen liegen, und wo die Entwicklung der schädlichen Rauchgase eine mächtige ist, natürlich Dampfbetrieb vorausgesetzt, genügt diese natürliche Lüftung nicht mehr, und man hat zu verschiedenen künstlichen Lüftungsanlagen Zuflucht genommen. Von den verschiedenen Systemen möge an dieser Stelle jenes des italienischen Ingenieurs Marc Saccardo kurz besprochen werden, da bei diesem die Eisenbetonbauweise in großem Maßstabe Anwendung findet. Die Methode besteht darin, daß um das Mundloch des Tunnels ein dünner Mantel gelegt wird, welcher

einen kleinen Zwischenraum zur Tunnelröhre freiläßt. Durch diesen Zwischenraum wird von außen bei offenem Mundloch mittels Ventilatoren frische Luft eingepreßt. Dadurch, daß der künstliche Luftstrom längs der Innenfläche der Tunnelröhre streicht, nimmt er den inneren Kern der schlechten Tunnelluft mit und erreicht dadurch eine vollständige Luftreinigung der Tunnelröhre. Die Abb. 89, 90 und 91 stellen verschiedene Schnitte einer Lüftungsanlage nach diesem System vor, wie dieselbe beim Tunnel von Signorino auf der Linie Florenz—Bologna zur Anwendung gelangte. Man sieht, daß der Ventilator vollständig mit einem Eisenbetonmantel eingehüllt ist; ebenso auch die Decke der Lüftungskammer und die Zuführungen zum Tunnelmundloch. Aus dem Längsschnitt in der Tunnelachse, Abb. 91, ist zu ersehen, daß die frische Luft mittels einer kreisringförmigen Öffnung in die Tunnelröhre eingepreßt wird. Um dieser Luft ein gutes Streichen längs der Tunnelwand zu ermöglichen, wurde hier ein zweiter Mantel in Eisenbeton ausgeführt, der mit Rippen verstärkt ist. Alle anderen Anordnungen zeigen die vorerwähnten Abbildungen. In ähnlicher Weise erfolgte die Lüftungsanlage beim Apennintunnel zu Pracchia auf der Linie Bologna—Pistoja und beim Tunnel von Piteccio auf derselben Linie.

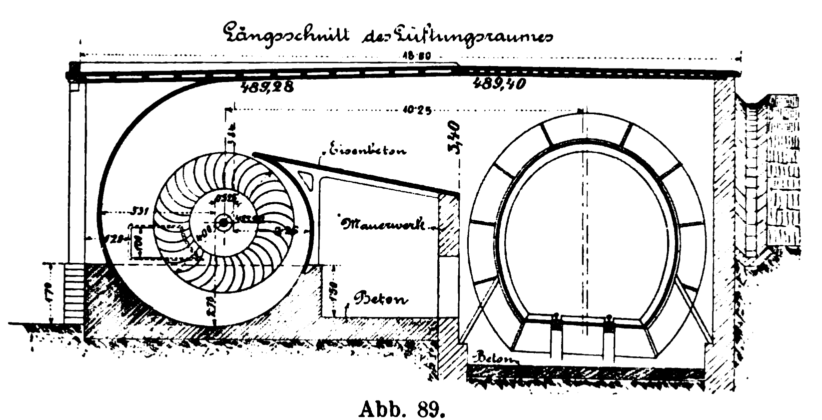


Abb. 89.
Längenschnitt durch den Lüftungsraum des Tunnels von Signorino.

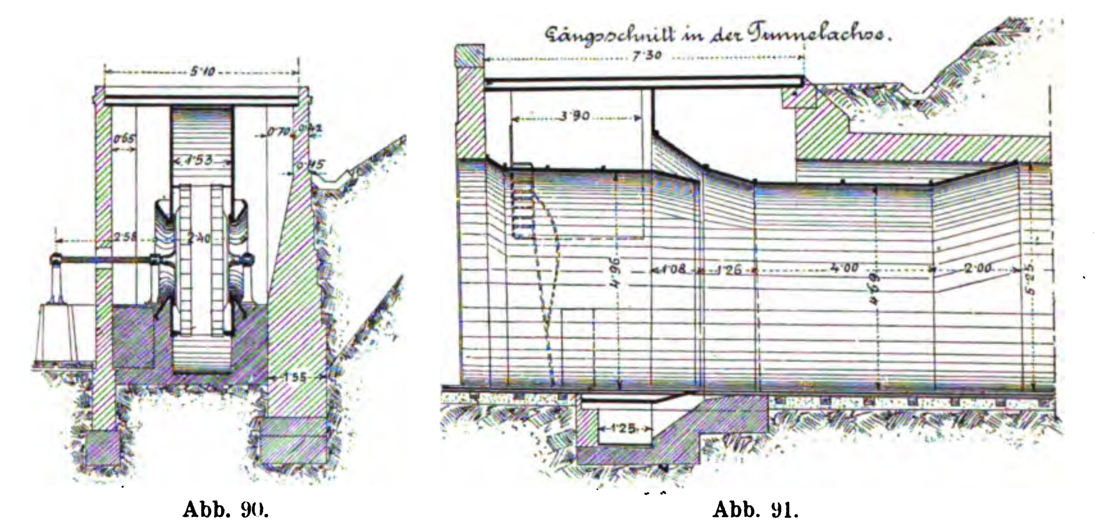


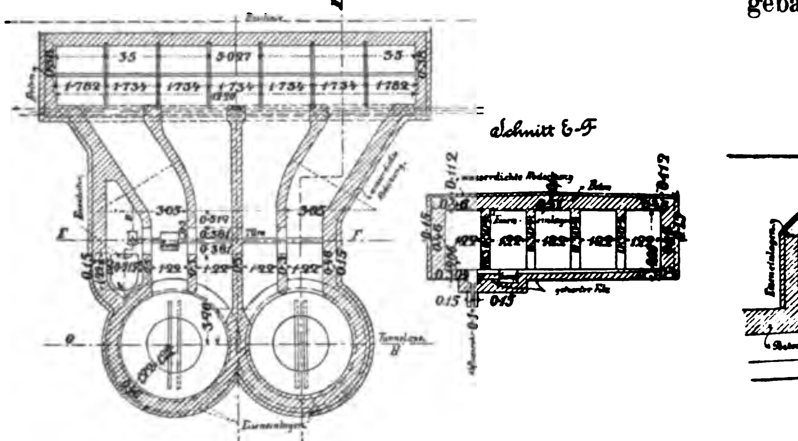
Abb. 90.
Schnitt durch das Ventilatorgehäuse des Tunnels von Signorino.

Abb. 91.
Längenschnitt durch die Lüftungschlauche beim Tunnel von Signorino.

Was die Lüftungsanlagen von Untergrundbahnen beziehungsweise von Tunneln unter Wasser betrifft, so möge jene des East-Boston-Tunnels erwähnt werden,

da dieselbe in Eisenbeton ausgeführt wurde. Die Lufterneuerung bei diesem Tunnel erfolgte nach dem Schema, wie dies die Abb. 92 zeigt. Die künstliche Lüftung erfolgt hier von zwei Seiten. In dem Schachte, der sich bei der Atlantic-Avenue-Station auf der Bostoner Seite dieses Tunnels befindet, wurde ein Ventilator eingebaut; ebenso wurde eine Lüftungskammer auf der East-Bostoner Seite unterhalb der Lewis-Street mit einem Ventilator eingebaut. In der Tunnelröhre

Abb. 92. Lüftungsschema für den East-Boston-Tunnel.



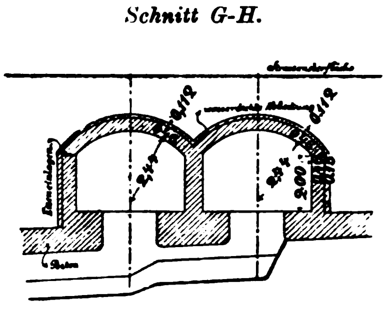


Abb. 93. Grundriß und Schnitte der Lüftungsanlage unterhalb der Lewis-Street in East-Boston.

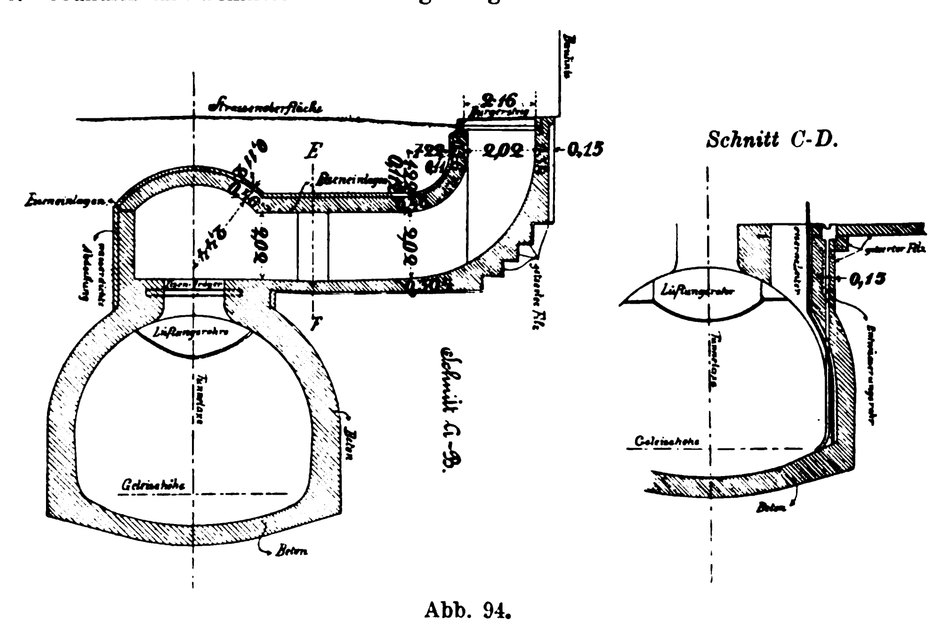


Abb. 94.
Querschnitte der Lüftungsanlage unterhalb der Lewis-Street in East-Boston.

befindet sich auf ihrem oberen Rande ein eigener Luftschlauch, der in Eisenbeton ausgeführt ist. Dieser Schlauch ist ungefähr in der Tunnelmitte durch eine Trennungswand abgeschlossen. Knapp vor dieser besitzt der Schlauch auf seiner Unterfläche zwei Öffnungen. Die beiden Ventilatoren saugen die Luft aus dem Schlauche heraus und bringen dadurch eine Luftzirkulation mit sich, wie sie in der Abb. 92 eingezeichnet ist. Die Lüftungsanlage unterhalb der Lewis-Street zeigen verschiedene Schnitte in den Abb. 93 und 94. Oberhalb der Tunnelröhre befinden sich zwei kreisrunde Öffnungen von 2,50 m Durchmesser, über denen die Ventilatoren in eigenen Eisenbetongehäusen eingebaut sind. Aus diesen Gehäusen gehen schlauchartige Luftleitungen unterhalb des Bürgersteiges der Lewis-Street, die ebenfalls aus Eisenbeton ausgeführt sind. Alle weiteren Einzelheiten zeigen die Abb. 93 und 94.

V. Schutzvorrichtungen gegen Lawinen und Steinschlag.

Als letzte Unterabteilung der mehr oder weniger röhrenförmig ausgebildeten Bauformen des Eisenbetonbaues, wie diese in den vorhergehenden und diesem Kapitel des näheren besprochen wurden, mögen Bauten erwähnt werden, welche Straßen- und Eisenbahnkörper sowie sonstige Objekte im Gebirge gegen den Niedergang von Lawinen sowie gegen Steinschlag sichern. Es liegt in der Natur der Sache, daß dort, wo es gilt, eine hinziehende Straße oder Eisenbahn gegen diese Elemente zu schützen, man dieselbe in irgend einer Weise einhüllt und die niedergehenden Massen über die überdeckte oder überwölbte Fahrbahn talwärts ableitet. In einigen Fällen und Ausführungsarten werden jedoch auch solche Schutzvorrichtungen gegen Lawinensturz und Steinschlag errichtet, welche der Bauform nach, streng genommen, nicht mehr in dieses Kapitel gehören und einen Übergang zu den freistehenden Mauern bilden. In den weitaus meisten Fällen werden diese Objekte galerieartig ausgebildet, indem dieselben auf der Talseite mit Öffnungen von beliebiger Form aus belichtet werden. An der Hand einiger Ausführungen möge dies erläutert werden.

Lawinen-Schutzgalerie beim Frattner-Tobel zwischen Bau-km 3,822 und 3,844 im Zuge der Flexenstraße in Vorarlberg. Diese 22 m lange Galerie ist nicht

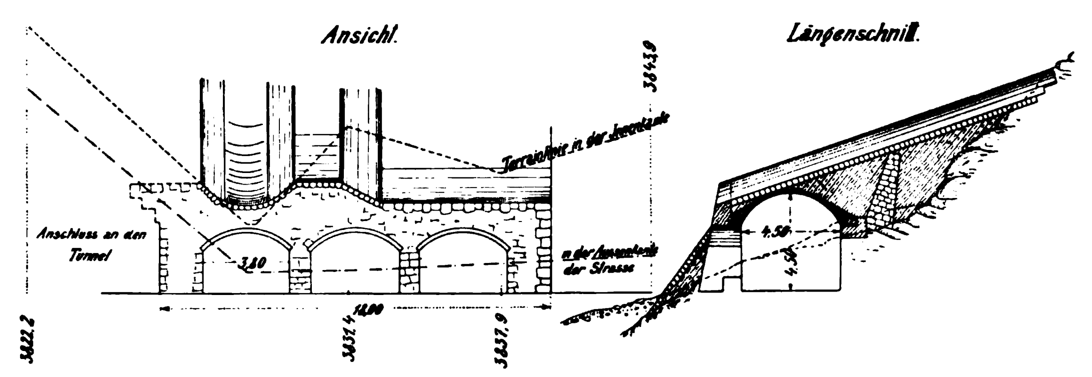


Abb. 95. Ansicht der Lawinenschutzgalerie beim Frattner Tobel.

Abb. 96. Längenschnitt durch das Lawinengerinne der Galerie beim Frattner Tobel.

ganz in Eisenbeton gelöst. Sie besteht aus einer Moniertonne, welche nach dem 22 m großen Halbmesser der Straßenachse geformt ist. Dieses Moniergewölbe hat eine Lichtweite von 4,50 m bei einem Pfeile von 1,40 m, besitzt eine Scheitelstärke von 10 cm und eine Widerlagerstärke von 15 cm. Die Armierung besteht aus

10 Stück Rundeisen von 12 mm Stärke für 1 lfd. m als Trageisen, also senkrecht auf die Straßenachse eingebettet, und aus 7 mm starken Rundeisen, als Verteilungseisen in der Längsrichtung der Straßenachse eingebettet, welche in Entfernungen von 20 cm angeordnet wurden.

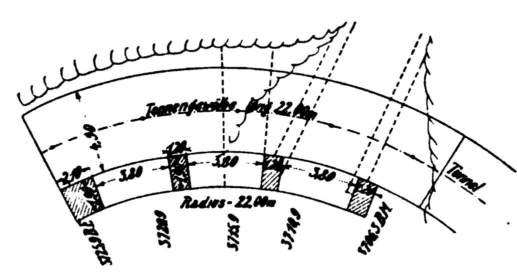


Abb. 97. Grundriß der Lawinenschutzgalerie beim Frattner Tobel.

Auf der Bergseite ruht diese Moniertonne direkt auf einem kleinen Betonwiderlager auf der Felswand auf. Auf der Talseite ist das Auflager eine mächtige Bruchsteinmauer, welche 3 segmentartige Öffnungen von 3,8 m Lichtweite zur Belichtung der Röhre besitzt. Diese Segmentgewölbe zwischen den einzelnen Bruchsteinpfeilern sind ebenfalls Moniergewölbe von derselben Stärke und Armierung wie die früher beschriebene Moniertonne. Wie aus den Abb. 95, 96 und 97 zu entnehmen ist, ist die Moniertonne rund 1 m hoch überschüttet und besitzt ein gepflastertes, auf einem Stampfbetonklotz ruhendes Lawinengerinne (Abb. 96). Die Abb. 98 gibt ein Lichtbild dieser Galerie. Die Eisenbetonarbeiten wurden von der Wiener Firma G. A. Wayss u. Cie. hergestellt.



Abb. 98. Lichtbild der fertigen Lawinenschutzgalerie beim Frattner Tobel.

Schutzgalerie am Mythenstein-Tunnel bei Brunnen auf der Linie der Gotthardbahn[1])

Diese Galerie zum Schutze des Bahnkörpers gegen Steinschlag und Lawinen ist angebaut an den zweiten Tunnel in der Richtung Brunnen—Sisikon, begrenzt einerseits vom steil ansteigenden Axenstein, anderseits vom Vierwaldstätter See. Dieselbe wurde im Jahre 1882 in einer Länge von rund 47 m in Eisenkonstruktion hergestellt; deren Abdeckung bestand aus Zoreseisen von 120 mm Höhe mit 18,5 kg für 1 lfd.m und einer Aufschüttung aus Erdreich. Die Zoreseisen ruhten auf Querträgern N.-Pr. 45, deren Entfernung rund 1,50 m betrug, und die einerseits auf der Futtermauer, anderseits auf eisernen Stützen und Streben gelagert sind.

Dieser Zoreseisenbelag ist in den 20 Jahren seines Bestehens von den Lokomotivrauchgasen so stark angegriffen worden, daß Bedenken gegen dessen Tragfähigkeit entstehen mußten. An vielen Stellen ließen sich von den Zoreseisen mit dem Hammer schieferartige Eisenteile abtrennen. Nachdem der Eisenbetonbau vermöge seiner großen Vorteile in den letzten Jahren eine weite Verbreitung gefunden hat, entschloß sich obengenannte Eisenbahngesellschaft, den bestehenden Belag durch ein Eisenbetonsystem zu ersetzen. Die Anwendung eines solchen, dessen Betonarbeiten an Ort und

[1]) Beton u. Eisen 1905. Heft XII. S. 297.

Stelle ausgeführt werden müssen, war jedoch ausgeschlossen, da der für eine Verschalung erforderliche Raum zu knapp war; das Lichtraumprofil mußte freibleiben. Die Verwendung von vorher angefertigten und vollständig erhärteten Betonplatten oder -balken erschien hier gegeben. Einem von der internationalen Siegwartbalken-Gesellschaft in Luzern dem Oberingenieur der Gotthardbahn vorgelegten Projekte wurde die Genehmigung erteilt, nachdem dasselbe vom Eidgenössischen Eisenbahndepartement geprüft war. Für die Belastungen wurden vorgeschrieben: 2 m hohe Erdüberschüttung = 4000 kg für 1 m² Nutzlast + Eigengewicht der Balkenlage; für die Materialinanspruchnahmen: Druckspannung im Beton $\sigma_b \lesseqgtr 35$ kg/cm², Zugspannung im Eisen $\sigma_e \lesseqgtr 1000$ kg/cm².

Die Spannweite der Balken war bestimmt durch die Entfernung der Querträger = rund 1,50 m. Infolge dieser geringen Spannweite wurde die Galerieabdeckung in 9 Felder eingeteilt, nämlich 7 Felder mit Balkenlängen von rund 4,50 m, 1 Feld mit Balkenlängen von rund 5,30 m mit gegen das Tunnelportal 0,80 m konsolenartig auskragenden Enden; 1 Feld mit Balkenlängen von rund 3,80 m mit gegen das andere Galerieende 0,80 m auskragenden Enden. Diese Einteilung bedingte nun freilich die Herstellung kontinuierlicher Balken, was aus Rücksicht der Materialersparnis und rascheren Herstellung angezeigt erschien. Um nun aber auch die Querträger vor weiterer Zerstörung zu schützen, wurden dieselben an Ort und Stelle mit Beton umhüllt. Die einzelnen Siegwartbalken waren 25 cm breit und 18 cm hoch und ihr Auflagerquerschnitt ist in der Abb. 99 zu sehen. Aus Erzeugungsgründen wurde ihre Stärke von 30 mm auf die ganze Balkenlänge durchgeführt. Die Eisenverteilung ist aus dem Armierungsschema der Abb. 100 ersichtlich. Auf diese Balken des Tunnelanschlußfeldes entfiel für 1 m² 7,9 kg Eisen für Rundstäbe und Garnituren, auf die Normalbalken 6,35 kg für 1 m². Die Balken wurden auf dem Seewege durch Kähne von Luzern nach Brunnen geführt. Der Arbeitsgang auf der Baustelle selbst war folgender: Zunächst wurde die Erdüberschüttung bis zum nächsten Stoß der Zoreseisen abgehoben, diese wurden entfernt und dann die Querträger von Rost und Ruß sauber gereinigt. Hierauf folgte die Umhüllung der Querträger mit feinem Kiesbeton in der Mischung 1 : 2 : 4. Die so auf beiden Stegseiten hergestellten Betonrippen wurden durch Ankereisen gegenseitig verbunden; um den Unterflansch wurde ein Drahtnetz gezogen, um ein Abbröckeln des Betons an der Flanschunterkante zu verhindern. Die Holzschalung wurde durch geeignete Einschalungsbügel gehalten, die reitend auf den I-Trägern selbst saßen, wie dies aus der Abb. 101 zu sehen ist. Für einen Unterzug waren zwei Einschalungsbügel nötig. Der am Morgen eingestampfte Unterzug konnte im allgemeinen Tags darauf ausgeschalt werden. Nachdem je vier Unterzüge einbetoniert waren, wurden die für das betreffende Feld bestimmten Balken mittels Wellenbock vom Seeufer auf die Galerie heraufgezogen, Balken an Balken an Ort und Stelle verlegt und deren Fugen mit flüssigem Zementmörtel 1 : 3 ausgegossen. Vorerst wurden die Fugen unterkant Balken mit hydraulischem Kalk verklebt und in jede 2. Fuge am Balkenstoß ein Ankereisen eingelegt. Von jedem

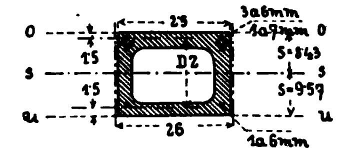


Abb. 99. Querschnitt eines Siegwartbalkens für die Galerie am Mythensteintunnel.

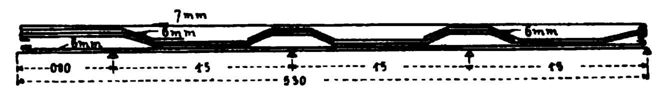


Abb. 100. Armierungsschema eines Siegwartbalkens für die Galerie am Mythensteintunnel.

Felde waren im allgemeinen nur 3 Balken gleich lang, da die Galerie in einer Krümmung von 180 m Halbmesser liegt. Die Zoresstöße stimmten nicht mit den Balkenstößen überein; es konnten daher jeweilen nur 2 bis 3 Felder miteinander verlegt werden, nachdem die entsprechenden Querträger einbetoniert waren. Vorher mußte immer die Erdschüttung feldweise wieder abgehoben, die Zoreseisen entfernt und die Querträger gereinigt werden usw. Überdies passierten etwa 50 bis 60 Züge

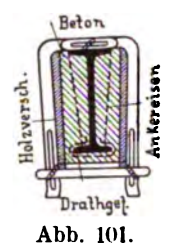


Abb. 101.
Einbetonieren der Profilträger bei der Mythensteingalerie.

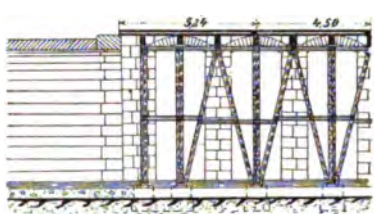
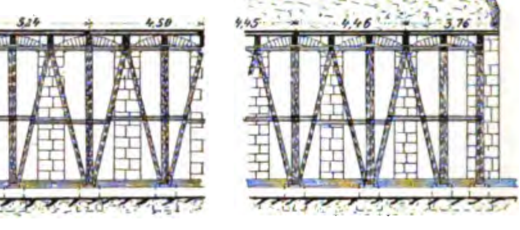



Abb. 102.
Längenschnitt der Schutzgalerie beim Mythensteintunnel.

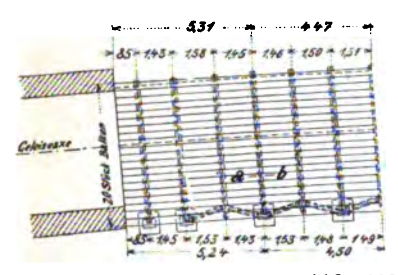


Abb. 103.
Grundriß der Schutzgalerie beim Mythensteintunnel.

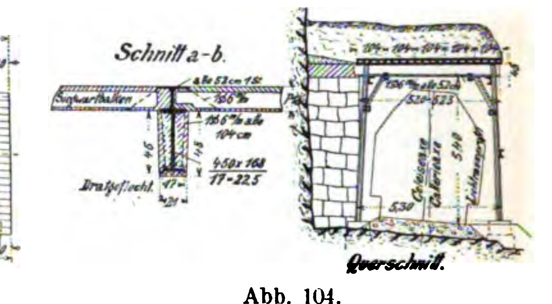


Abb. 104.
Querschnitt der Schutzgalerie beim Mythensteintunnel.



Abb. 105.
Lichtbild der fertigen Schutzgalerie beim Mythensteintunnel.

täglich die Baustelle. Die Herstellungskosten der Eindeckung ausschließlich Abheben und Wiederaufbringen der Erdschüttung und ausschließlich Entfernen der Zoreseisen und Reinigen der Querträger betrugen 14,35 Fr. für 1 m² eingedeckte Fläche. In der Abb. 102 ist ein Teil der Längsansicht, in der Abb. 103 ein Teil des Grundrisses und in der Abb. 104 der Querschnitt dieser Galerie zu sehen, während die Abb. 105 ein Lichtbild des fertigen Objekts wiedergibt.

Steinschlag-Schutzgalerie zwischen den Stationen Auzza und Canale der Wocheinerbahn in Österreich. Diese Galerie läuft längs einer angeschnittenen Gebirgslehne. Auf einer Höhe von rund 12 bis 15 m oberhalb der Fahrbahn befindet

sich daselbst halbfester Konglomeratfels, welcher 1 : 2 abgeböscht wurde, worauf sich auf 5 m Höhe die Humusschicht aufsetzt, deren Böschung durch Flechtwerk gesichert wurde. Die örtlichen Verhältnisse der Bergseite brachten es mit sich, daß keine übergroßen Erd- und Steinmassen herunterstürzen; deshalb entschloß sich die k. k. Eisenbahnbaudirektion, eine leichte, in Eisenbeton ausgeführte Steinschlaggalerie daselbst auszuführen. Das Längenmeter derselben kostete einschließlich aller Beton- und Abdeckarbeiten, jedoch ohne Felssprengung, rund 500 Kronen, gegenüber 1000 Kronen einer überwölbten Lösung in Bruchstein. Die Galerie hat eine Gesamtlänge von 132 m. Sie besteht aus der Decke und den beiden Auflagerkonstruktionen. Das bergseitige Auflager besteht aus einer durchgehenden, oben 50 cm starken, beiderseits 1 : 10 geböschten Stampfbetonmauer, das talseitige Auflager aus einer Reihe von Eisenbetonsäulen in Achsenentfernungen von 4 m, welche einen gemeinsamen Eisenbetonunterzug tragen, in welchem die Deckenkonstruktion aufgelagert erscheint. Die Pfeiler haben eine Stärke von 30 cm parallel und 20 cm senkrecht zur Bahnachse und sind mit vier Stück Rundeisen von 28 mm Durchmesser armiert. Aus statischen Rücksichten hätte die Pfeilerstellung umgekehrt sein sollen, die kleine Seite des Querschnittes parallel, die größere senkrecht auf die Bahnachse. Da jedoch die talseitige Betonstützmauer, ebenso wie auch die bergseitigen Böschungen bereits fertiggestellt waren, mußte man wegen des Lichtraumprofils bei der ausgeführten Pfeilerquerschnittsform bleiben und hat den Pfeilern eine dementsprechende stärkere Armierung gegeben. Die Pfeiler ruhen auf einer Stampfbetonstützmauer auf; ihr Fuß greift schwalbenschwanzförmig in diese ein. Die Decke ist eine Plattenbalkendecke und besteht aus Balken von 20 auf 40 cm Stärke in Achsenentfernungen von 1,333 m und aus einer 10 cm starken Eisenbetonplatte, wie dies auch die Abb. 106 und 107 zeigen. Über jeder fünften Säule befindet sich eine durchgehende Ausdehnungsfuge, also in Entfernungen von 16 m. Die gesamte Oberfläche wurde mit Naturasphalt mit doppelter Juteeinlage abgedeckt, wobei den künstlichen Fugen besondere Aufmerksamkeit geschenkt wurde. Auf der Decke dieser Galerie ruht eine 50 cm hohe Schotterschicht, welche gegen die Talseite zu durch einen Stirnträger abgeschlossen ist. Was die Armierung

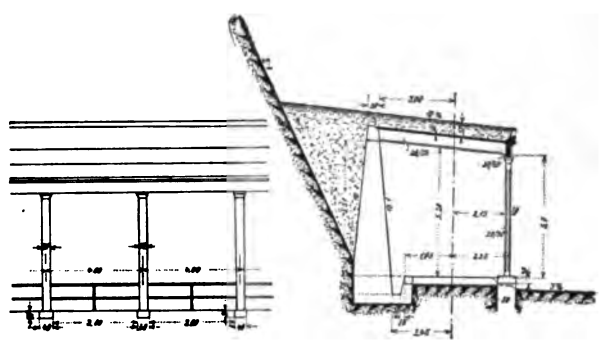


Abb. 106. Ansicht und Querschnitt der Steinschlag-Schutzgalerie zwischen Auzza und Canale.

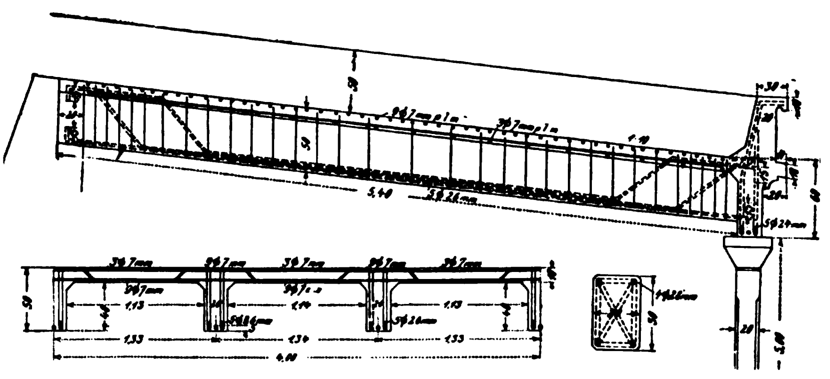


Abb. 107. Querschnitt und Längenschnitt sowie Armierungspläne der Galeriedecke zwischen Auzza und Canale.

der Decke anbelangt, so wurden in der Platte drei Stück Rundeisen von 7 mm Stärke für 1 lfd. m längs ihrer Oberfläche angeordnet, während neun solche für 1 lfd. m in der Plattenmitte längs ihrer Unterfläche eingebettet sind, die beim Plattenauflager hinaufgebogen erscheinen. Die Betonbalken sind mit je fünf Stück Rundeisen von 26 mm Stärke armiert, deren Biegepläne in der Abb. 107 zu sehen sind. Die Abb. 108 zeigt diese Galerie während der Einrüstung, während die Abb. 109 und 110 Lichtbilder des fertigen Objektes wiedergeben. Zum Schluß sei erwähnt, daß diese Eisenbetonarbeiten von der Wiener Firma G. A. Wayss u. Cie. ausgeführt wurden.



Abb. 108. Lichtbild der Galerie zwischen Auzza und Canale während der Ausführung.

Als Anhang für leichte Eisenbetongalerien dieser Art möge eines Aufsatzes des Herrn Ing. A. Lernet[1]) Erwähnung getan werden. Aus diesem ist zu entnehmen, daß die Schutzmethoden gegen Steinschlag einerseits in der Errichtung von Fangmauern und Steinwehren und anderseits in der Abflachung und Kultivierung der steilen Schotterböschungen bestehen. Gegen den Steinschlag von nahe an die Bahn herantretenden Felslehnen gibt es, wenn man nicht Galerien anwenden will, nur das fleißige Abräumen der lockeren Felspartien. Fangmauern können im allgemeinen nur in wenigen Fällen, Steinwehre nur ganz örtlich angewendet werden. Die Methode der Abflachung der steilen Schotterlehnen wird in der Weise ausgebildet, daß der Fuß der Lehne mit einer Futtermauer von 6 bis 10 m Höhe versichert und die Lehne

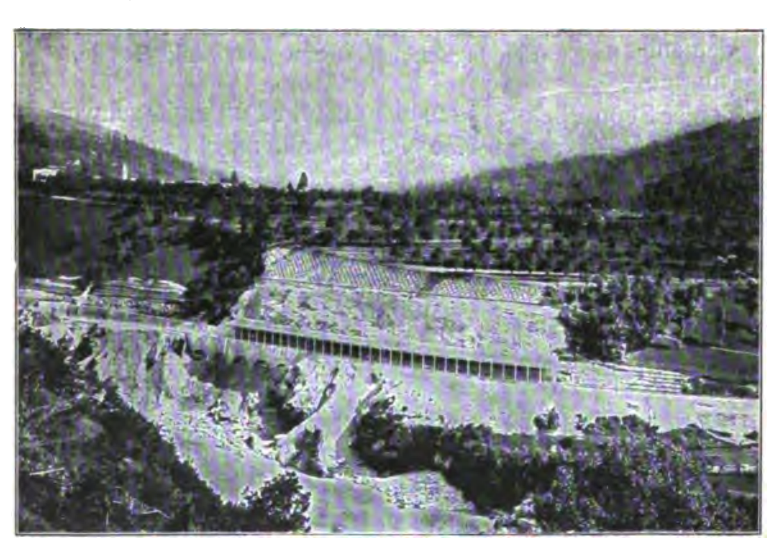


Abb. 109. Vorderansicht der fertigen Galerie zwischen Auzza und Canale.

[1]) Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst 1903, 18. Juli. Seite 457.

selbst behufs Kultivierung in dem Verhältnisse $1 : {}^{5}/_{4}$ bis $1 : {}^{3}/_{2}$ abgeböscht wird. Der Einbau der Futtermauer geschieht hauptsächlich zum Zwecke der Verminderung der Abräumungskubatur. Die Frage, ob in diesem Falle eine Eisenbetongalerie der Abflachung der Lehne in Verbindung mit einer Fußmauer vorzuziehen sei, ist demnach lediglich eine Kostenfrage. An einem Beispiele, welches in ähnlicher Art bei Gebirgsbahnen sehr häufig vorzukommen pflegt, möge dies erläutert werden. Eine Schotterlehne, längs welcher eine Bahn hinzieht, hätte ein durchschnittliches Böschungsverhältnis von 1 : 1 und wäre bis zum Rande des oberen Talbodens 50 m hoch, Abb. 111.



Abb. 110.
Seitenansicht der fertigen Galerie zwischen Auzza und Canale.

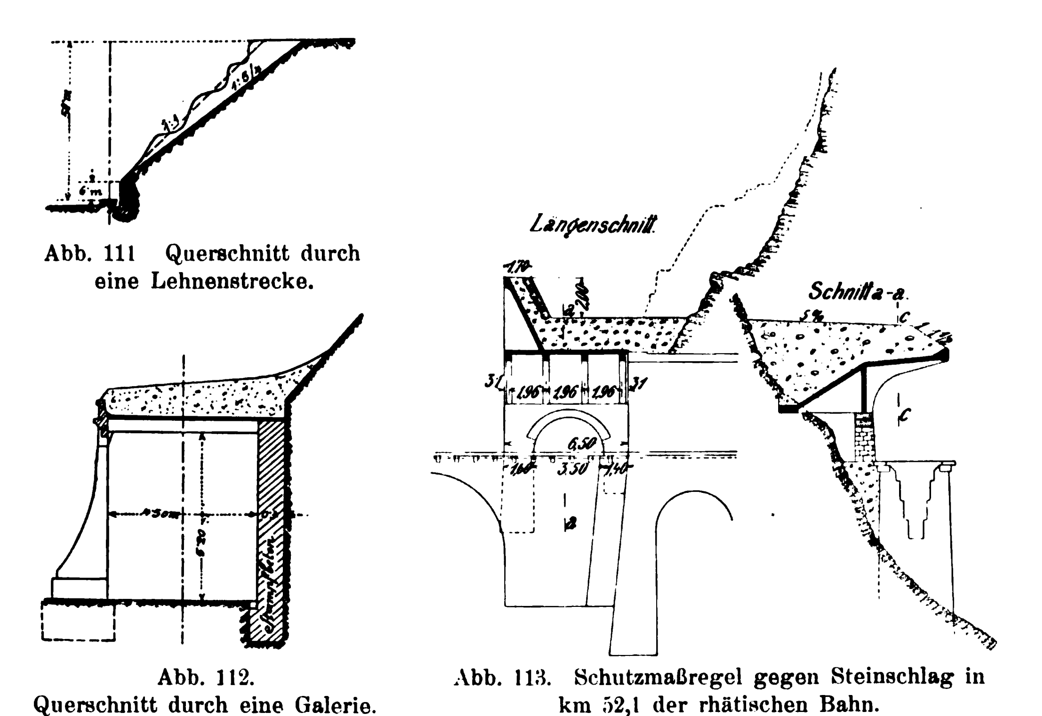


Abb. 111 Querschnitt durch eine Lehnenstrecke.

Abb. 112.
Querschnitt durch eine Galerie.

Abb. 113. Schutzmaßregel gegen Steinschlag in km 52,1 der rhätischen Bahn.

Der Fuß der Lehne sei durch eine 6 m hohe Verkleidungsmauer gesichert und die Lehne selbst werde in dem Verhältnisse $1 : {}^{5}/_{4}$ abgeböscht und kultiviert. Die Kosten dieser Herstellungsweise setzen sich wie folgt zusammen:

Abzuräumendes Material für 1 m Bahnlänge, 242 m³ zu 1 K. . .	242 Kr.
Kultivierung für 1 m Bahnlänge, 70 m² Böschungsfläche zu 0,5 Kr.	35 Kr.
Verkleidungsmauer 5,6 m³ für 1 m Bahnlänge, zu 20 Kr. . . .	112 Kr.
Zusammen	389 Kr.

für 1 lfd. m Bahn.



Abb. 114.
Lichtbild der fertigen Schutzvorrichtung gegen Steinschlag bei km 52,1 der rhätischen Bahn.

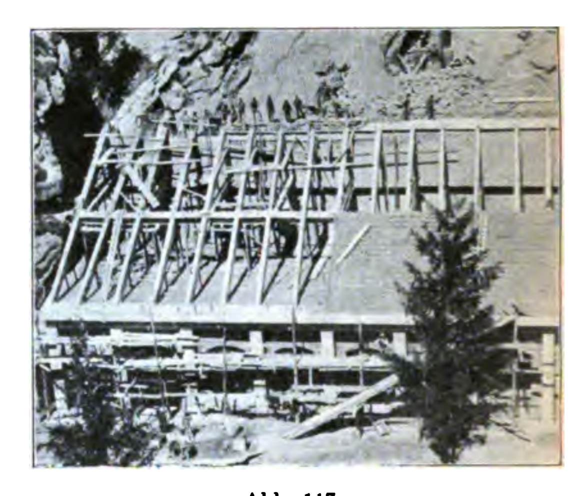


Abb. 117.
Lichtbild der Steinschlagschutzvorrichtung in dem Werke Lonza während der Ausführung.

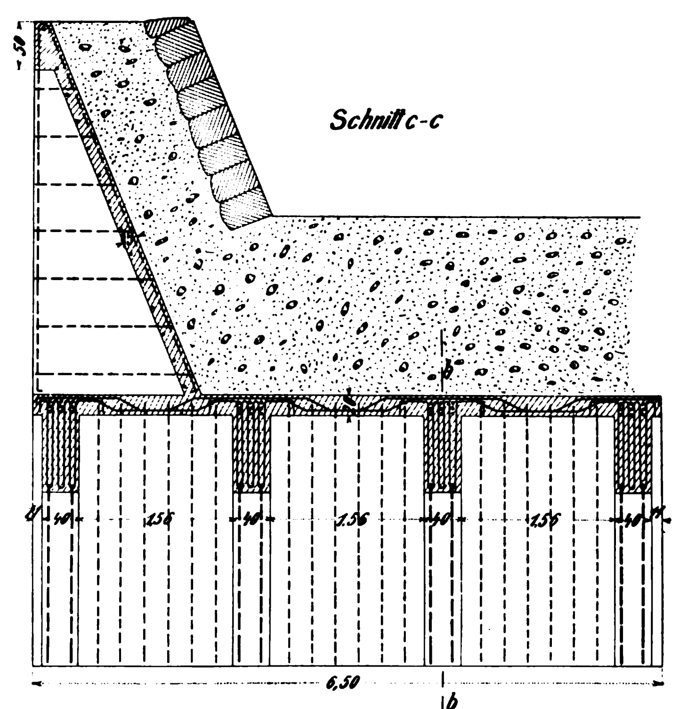


Abb. 115. Armierungsplan der Schutzvorrichtung in km 52,1 der rhätischen Bahn.

Dagegen setzen sich die Kosten einer Schutzgalerie in Eisenbeton, nach Abb. 112 ausgeführt, wie folgt zusammen:

Verkleidungsmauer, zugleich bergseitiges Auflager für die Deckenkonstruktion für 1 m Bahnlänge, 4,8 m³ zu 20 Kr.	96 Kr.
Die Eisenbetondecke, einschließlich der talseitigen Eisenbetonpfeiler, 4 m von Mittel zu Mittel und einschließlich Aufbringung einer 1 m starken Erddecke	150 Kr.
Zusammen	246 Kr.

für 1 lfd. m Bahn.

Die Anlage einer Eisenbetongalerie ist demnach um 143 Kr. billiger als dieselbe Lösung durch Abflachung der Böschung. Zieht man in Betracht, daß das gewählte Beispiel ein für die Anwendung der ersten Methode sehr günstiges ist, daß also die Kosten dieser Methode in den meisten anderen Fällen (als steilere Bodenböschung, höhere Verkleidungsmauern, stärkere Abflachung) viel

größere sein werden, daß also der früher ausgewiesene Unterschied von 143 Kr. ein Mindestmaß zugunsten der Eisenbetongalerie darstellt, so daß die Anlage von solchen Galerien an steinschlägigen Lehnen auch wirtschaftlich gerechtfertigt erscheint, was in Anbetracht der schwierigen Verhältnisse bei Gebirgsbahnen nicht stark genug betont werden kann.

Eine ganz eigenartige Ausbildung einer Schutzmaßregel gegen Steinschlag gelangte in km 52,101 bis 52,107 der rhätischen Bahn in der Schweiz durch die Unternehmung Maillart u. Cie. in Zürich zur Ausführung. Wie die Abb. 113 zeigt, wurde anschließend an einen Tunnel eine Art Steinfang in Eisenbeton ausgeführt. Derselbe besteht aus 4 Tragrippen, welche über dem Gleise halbkreisförmig ausgebildet sind und welche ihr Auflager einerseits finden auf einem Bruchsteingewölbe, anderseits auf der Felswand bergseits aufruhen, beziehungsweise verankert sind. Diese Rippen tragen längs ihrer Oberfläche eine Eisenbetonplatte. Gegen das freie Ende des Schotterfanges ist eine Art Winkelstützmauer mit 6 Rippen angeordnet, wie dies im Lichtbilde die Abb. 114 zeigt. Alle Rippen sind oberhalb des Bruchsteingewölbes durch eine senkrechte Eisenbetonwand von 20 cm Stärke ver-

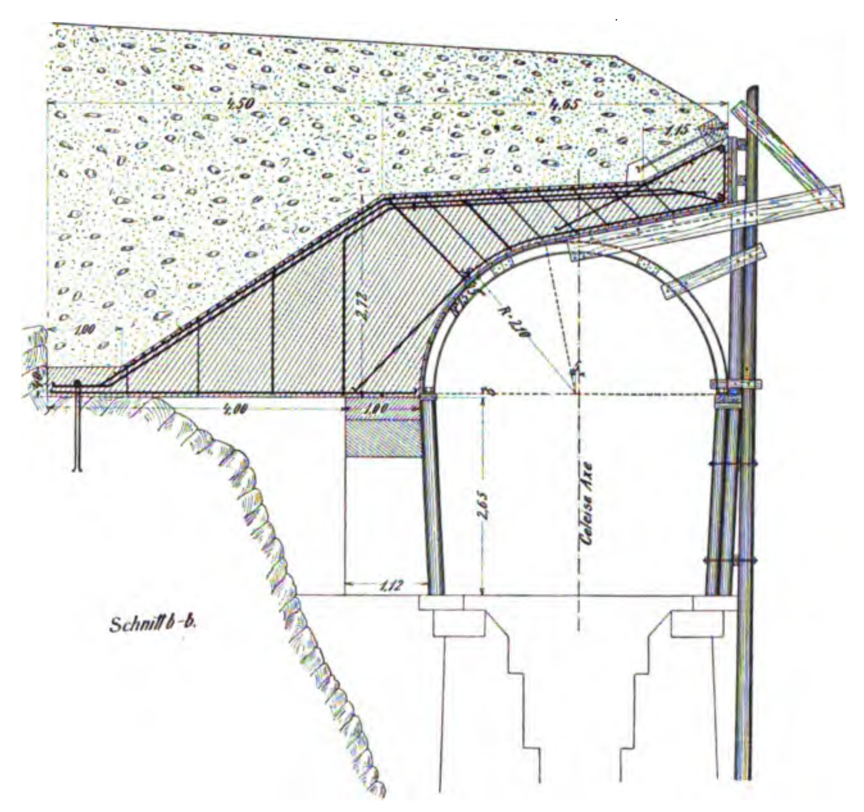


Abb. 116. Armierungsplan und Einrüstung der Schutzvorrichtung gegen Steinschlag in km 52,1 der rhätischen Bahn.

steift. Die Rippen haben eine Stärke von 40 cm und sind namentlich auf ihrer oberen Seite gegen Zugwirkungen mächtig armiert. Die Eisenbetonplatte ist ebenfalls 20 cm stark. Die Einzelheiten der Armierung sowie auch der Einrüstung sind aus den Abb. 115 und 116 zu ersehen.

Zum Schlusse möge eine Schutzvorrichtung aus Eisenbeton gegen Lawinen erwähnt werden, wie dieselbe in dem Werke Lonza in Gampel-Valais in der Schweiz ausgeführt wurde. Das mit einer Treibkraft von 7000 Pferdestärken bestehende, am Fuße eines steilen Abhanges errichtete Werk ist im September 1899 durch eine Steinlawine in zwei Teile geteilt worden. Um dieser Gefahr aus dem Wege zu gehen, wurde das Werk durch eine schräge, in Eisenbeton hergestellte Fläche geschützt, die in den Felsen verankert und über das Werk weggeführt wurde. Die Abb. 117 zeigt ein Lichtbild dieses Objektes während der Ausführung. Seit Bestehen dieser Schutzvorrichtung sind große Steinblöcke über das Werk gerollt, ohne ihm den geringsten Schaden zugefügt zu haben.

Literatur.

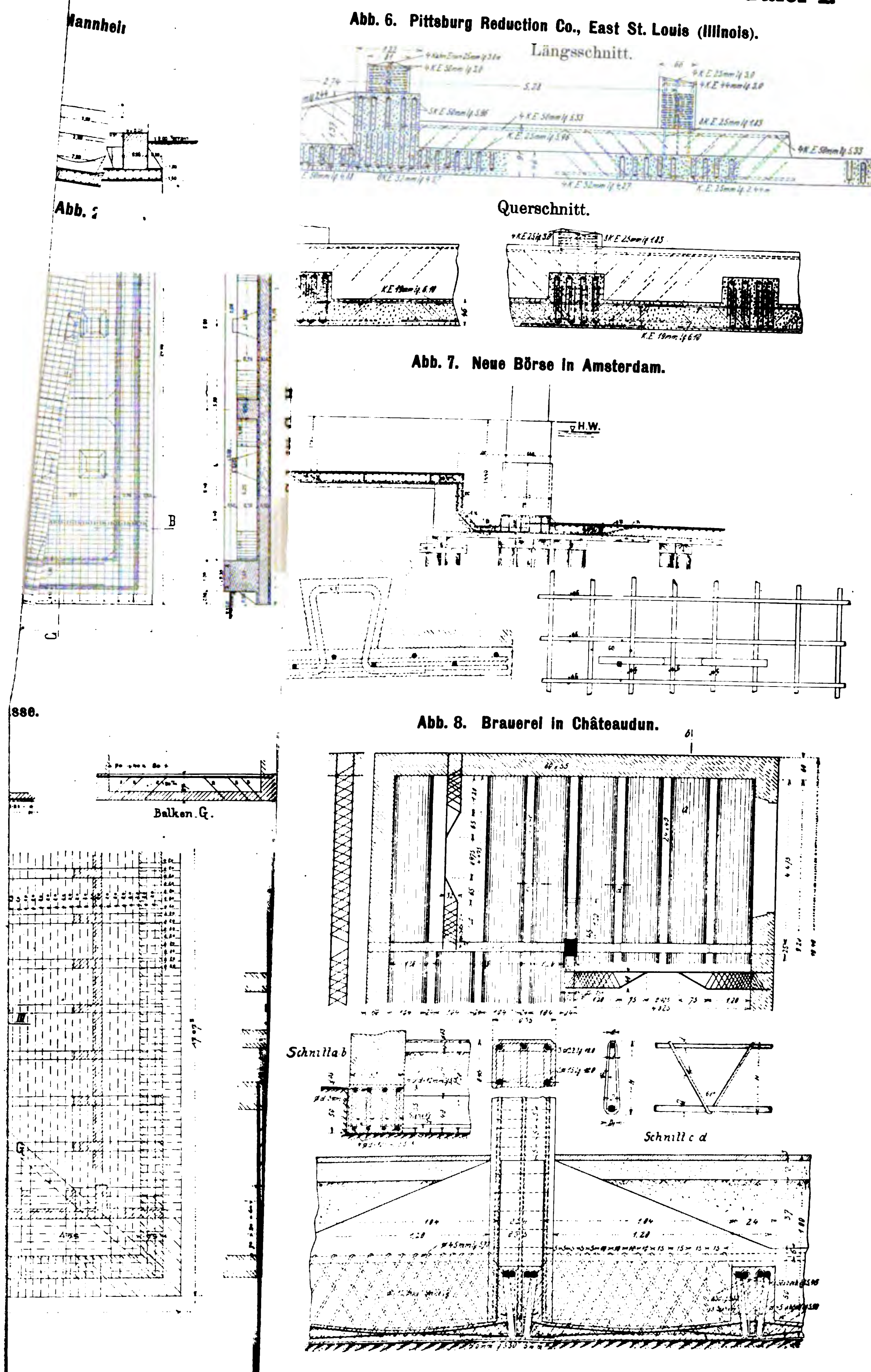
a) Werke:

Annual Reports of the Boston Transit Commission (I bis XI).
Büsing u. Schumann, Der Portlandzement und seine Anwendungen im Bauwesen, Berlin 1905.
Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Mackensen, Tunnelbau, Leipzig 1902.
Nowak, Der Eisenbetonbau bei den neuen, von der k. k. Eisenbahnbaudirektion hergestellten Bahnlinien Österreichs, Berlin 1907.
Reports of the Board of Rapid Transit Railroad Commissioners of the City of New York (1901, 1902, 1903).

b) Zeitschriften:

Beton u. Eisen 1905 und 1906, Berlin.
Österr. Wochenschrift für den öffentl. Baudienst 1901 und 1903, Wien.
Le béton armé 1902, Paris.
Engineering 1907, London.
Engineering News 1902 bis 1907, New-York.
Engineering and Building Record 1902 bis 1907, New-York.
Railroad Gazette 1902 bis 1907, New-York.
Cement Era 1907, New-York.

Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin S.W.


Mannheim
Abb. 6. Pittsburg Reduction Co., East St. Louis (Illinois).
Längsschnitt.
Querschnitt.
Abb. 7. Neue Börse in Amsterdam.
H.W.
Abb. 8. Brauerei in Châteaudun.
Balken G.
Schnitt a b
Schnitt c d

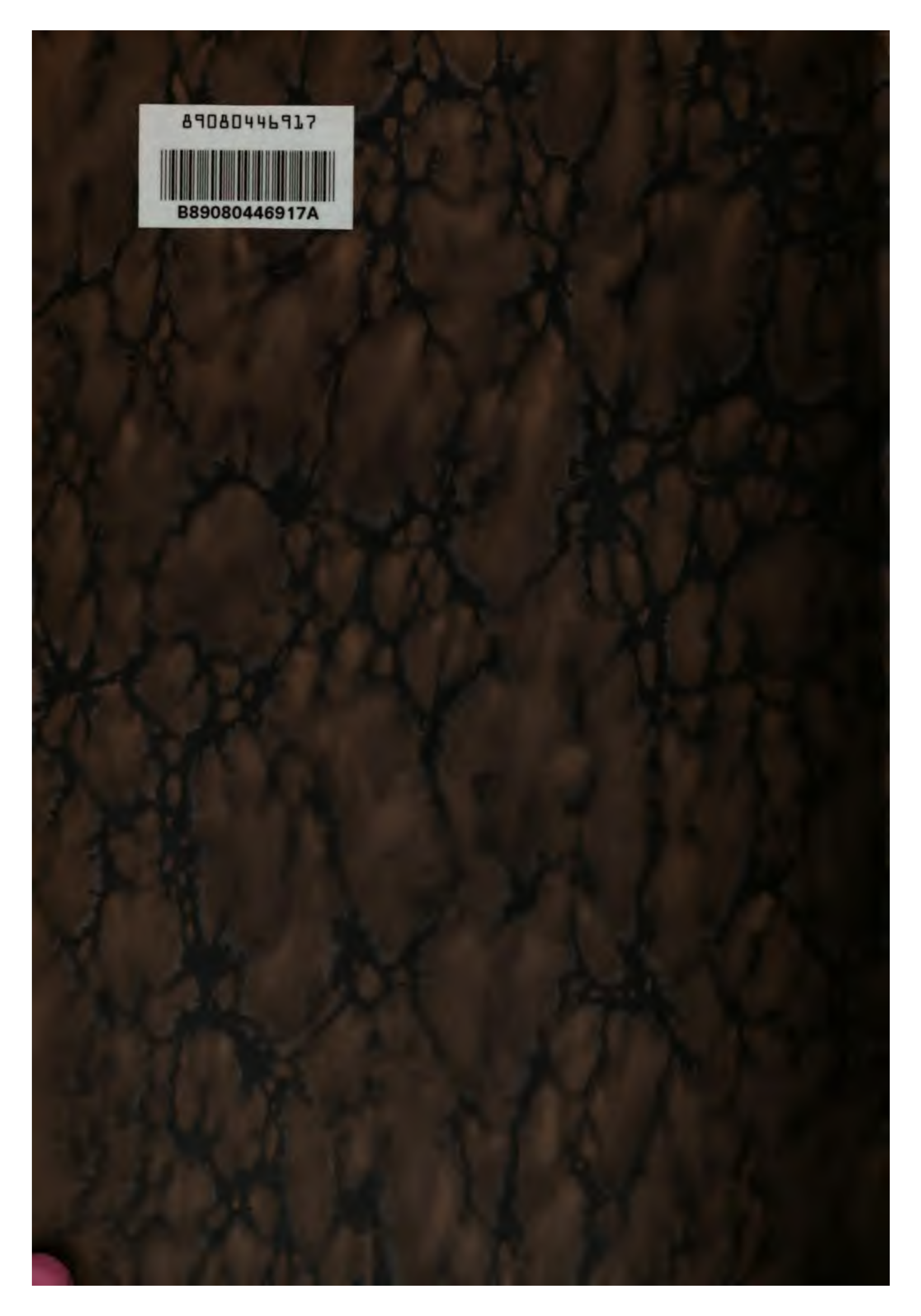




Abb. 2. Wassem in Neufeld (Ungarn).

